



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



POLO DELL'UNIVERSITÀ IN LODI DESTINATO AI CORSI DI LAUREA DELLA FACOLTÀ DI MEDICINA VETERINARIA

Realizzazione edifici per attività didattiche e dipartimentali

(codifica opera: 030 04NC)
CODICE CIG: 5676539C29
CODICE CUP: G13H14000020001

CODICE IDENTIFICATIVO	INDIRIZZO <div style="text-align: right;">via dell'Università, 6 20900 - Lodi</div>	FILE
------------------------------	---	-------------

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

<p>CAPOGRUPPO: KUMA & ASSOCIATES EUROPE 16, rue Martel 75010 Paris Tel: +33 1 44 88 92 00 - Fax: 01 42 46 23 55 www.kka.co.jp SIRET 503 842 577 00028 NAF 7111Z</p> <p>PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA: Kuma and Associates Europe rue Martel 16, 75010 - Paris_France T +33 (0)1 44 88 94 90 F +33 1 4246 2355 maria-chiara@kkaa.co.jp www.kka.co.jp</p> <p>Studio Pession Associato corso Galileo Ferraris 60, 10129 - Torino_Italia T +39 011 599354 F +39 011 501900 segreteria@pession.it www.studio-pession.com</p> <p>Archiloco Studio Associato via Paolo Sacchi 40, 10128 - Torino_Italia T +39 011 5684000 F +39 011 5088602 progetti@archilo.it www.archiloco.it</p> <p>PROGETTAZIONE STRUTTURALE E SICUREZZA: F&M Ingegneria SpA via Belvedere 8/10, 30035 - Mirano (VE)_Italia T +39 041 5785711 F +39 041 4355933 fm@fm-ingegneria.com www.fm-ingegneria.com</p> <p>PROGETTAZIONE IMPIANTI TECNOLOGICI E PREVENZIONE INCENDI: Studio Tecnico Forte ing. Giuseppe frazione Castelrotto 10/A, 12050 - Guarene (CN)_Italia T: +39 0173 611453 F: +39 0173 611453 segreteria@ing-forte.191.it www.forteingegneria.com</p>	<p>RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO: Studio Pession Associato</p> <p>KUMA & ASSOCIATES EUROPE TEL +33.1.4488.9490 FAX +33.1.4246.2355 E-MAIL kuma@kka2.co-net.ne.jp 16 rue Martel, Paris, France, F-75010 http://www.kkaa.co.jp</p> <p>STUDIO PSSION ASSOCIATO ARCHITETTURA URBANISTICA DESIGN</p> <p>ARCHILOCO architecture & design</p> <p>F&M ingegneria</p> <p>STUDIO FORTE INGEGNERIA</p>
--	---

REVISIONI

n°	DATA	DESCRIZIONE

PROGETTO PER APPROVAZIONE ENTI

TAVOLA N. UNILO_AE_G_C_0011	TIPOLOGIA ELABORATO RELAZIONE CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE E GEOTECNICA	IL CAPO DIVISIONE Arch. Peppino D'Andrea
SCALA -		IL TECNICO REFERENTE Arch. Cesare Merluzzi
DATA 12/01/2015		IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Arch. Peppino D'Andrea
NOME FILE: 1082_UNILO_AE_G_C_0011.pdf		IL VERIFICATORE A.T.I. ICMQ SpA Progetto Costruzione Qualità - PCQ srl
		DPGPI_M_CartProg_Rev_2_20130924
QUESTO DISEGNO E' DI PROPRIETÀ DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO CHE SE NE RISERVA LA TUTELA A TERMINI DI LEGGE		



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Divisione Progettazione e Gestione del Patrimonio Immobiliare
Via S. Antonio, n° 12 - 20122 Milano, Italy Tel +39 02 50313420/21 - Fax +39 02 50313402

Opera	
	<p>Polo dell'Università in Lodi destinato ai Corsi di Laurea della Facoltà di Medicina Veterinaria: Realizzazione edifici per attività didattico-dipartimentali. (codice opera 030 04NC)</p>
Progetto Preliminare	Relazione calcoli preliminari strutture e geotecnica
	
	<p>Il Responsabile del Procedimento Capo Divisione Progettazione e Gestione del Patrimonio Immobiliare Arch. Peppino D'Andrea</p>

UNILO_AE_G_C_0011



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Indice Generale

1	PREMESSA.....	3
2	CRITERI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE	3
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI	4
3.1	OPERE IN CALCESTRUZZO.....	4
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	6
4.2	NORME NAZIONALI.....	6
4.3	NORME EUROPEE	6
5	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	7
5.1	CALCESTRUZZO.....	7
5.2	ACCIAIO.....	8
6	CONDIZIONI DI CARICO	10
6.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	10
6.2	COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO	27
7	MODELLO DI CALCOLO	28
8	CRITERI DI VERIFICA	32
8.1	SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE	32
8.2	SLU - TAGLIO	33
8.3	SLE - TENSIONI	34
8.4	SLE - DEFORMAZIONI	34
8.5	SLE - FESSURAZIONI	34
9	RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE	35
9.1	OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO	35
10	RISULTATI DI CALCOLO.....	37
10.1	RISULTATI DI CALCOLO SU MODELLO 1.....	37
10.2	RISULTATI DI CALCOLO SU MODELLO 2.....	45
10.3	RISULTATI DI CALCOLO SU MODELLO 3.....	53
10.4	RISULTATI DI CALCOLO SU MODELLO 4.....	61
11	VERIFICHE PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI LOTTO 1 E LOTTO 2	70
11.1	VERIFICA DEI GIUNTI.....	70
11.2	VERIFICA PRINCIPALI ELEMENTI MODELLO 1	74
11.3	VERIFICA PRINCIPALI ELEMENTI MODELLO 2	87
11.4	VERIFICA PRINCIPALI ELEMENTI MODELLO 3	106
11.5	VERIFICA PRINCIPALI ELEMENTI MODELLO 4	117
11.6	VERIFICA TIPOLOGICA PLATEA DI FONDAZIONE LOTTO 2	128
11.7	VERIFICA TIPOLOGICA PLATEA DI FONDAZIONE LOTTO 1.....	132



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



12	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI EDIFICI LOTTO 3	135
12.1	EDIFICIO MANGIFICIO.....	135
12.2	EDIFICIO CARNE-LATTE	144
12.3	EDIFICIO SALE SETTORIE	153
13	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI OPERE ESTERNE	154
13.1	PENSILINE IN ACCIAIO	154
13.2	VERIFICA PONTICELLO	160
14	VERIFICHE GEOTECNICHE	161
14.1	PREMESSA.....	161
14.2	TESTI DI RIFERIMENTO	164
14.3	INDAGINI GEOGNOSTICHE - 2007	164
14.4	INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE - 2014	165
14.5	CATEGORIA SISMICA DI SOTTOSUOLO	167
14.6	STRATIGRAFIA E MODELLO GEOTECNICO DA INDAGINI (2007)	168
14.7	DESCRIZIONE SOLUZIONI PROGETTUALI ADOTTATE	170
14.8	FONDAZIONI SUPERTICIALI - CRITERI DI VERIFICA	175
14.9	FONDAZIONI SUPERFICIALI - VERIFICHE (SLU)	179
14.10	FONDAZIONI SUPERFICIALI - VERIFICHE (SLE).....	182
14.11	FONDAZIONI PROFONDE - CRITERI DI VERIFICA	183
14.12	FONDAZIONI PROFONDE - VERIFICHE (SLU)	188
14.13	FONDAZIONI PROFONDE - VERIFICHE (SLE).....	191
14.14	LOTTO 3 - VERIFICA OPERE DI FONDAZIONE	192
15	ALLEGATI.....	195

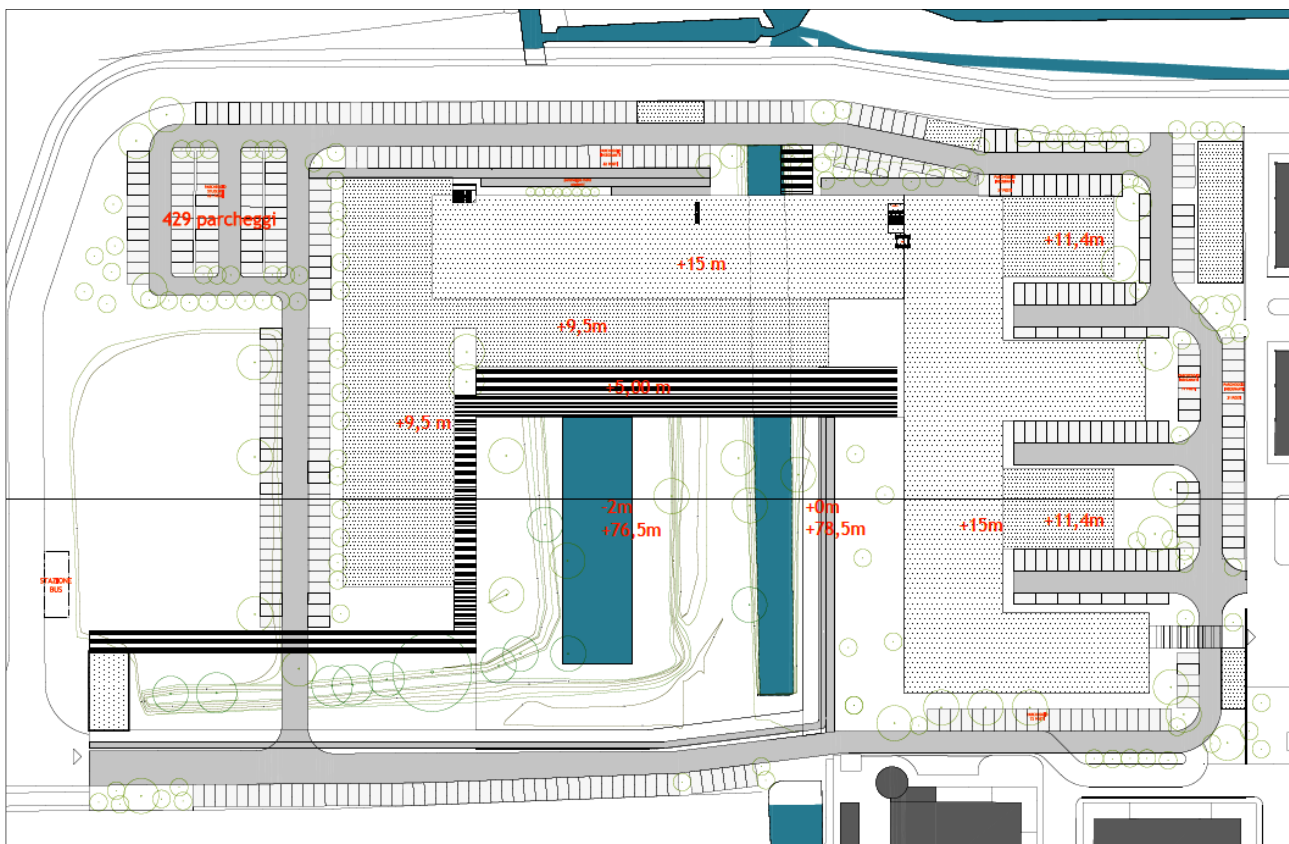


1 PREMESSA

Questa relazione presenta i criteri di progettazione e le principali verifiche strutturali dell'edificio destinato alle attività didattico-dipartimentali dei Corsi di Laurea della Facoltà di Medicina Veterinaria del Polo dell'Università in Lodi.

Il progetto architettonico è curato da Kuma and Associates Europe di Parigi, dallo studio Pession Associato di Torino e dall'Archiloco Studio Associato di Torino, il progetto impiantistico dallo Studio Forte, il progetto strutturale e della sicurezza da FM Ingegneria S.p.A.

Si riporta una planimetria dell'edificio in oggetto:



Si riportano nel seguito i criteri e le tipologie costruttive generali che inquadrano le scelte strutturali ed i riferimenti normativi.

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Il Decreto Ministeriale 14/01/2008 adegua le normative italiane alle più recenti ed innovative regolamentazioni europee in materia di costruzioni, gli Eurocodici Strutturali, ed introduce i principi di vita nominale e classe d'uso dell'opera.

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.



Come richiesto dal documento “DPGPI_IO_LINEE_GUIDA” ovvero le linee guida per la progettazione preliminare emesse dall’Università degli studi di Milano la vita nominale richiesta dell’opera è:

$V_N \geq 100$ anni.

La classe d’uso dell’opera individua il grado di prestazione atteso dalla struttura in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un’interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella fase di progetto questo concetto si traduce nell’applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la struttura risulta importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse. La Normativa suddivide gli edifici in quattro categorie e le strutture del polo universitario si allineano alla Classe III:

“Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi”.

La classificazione sismica del territorio della Regione Lombardia è stata definita con D.G.R. 11.07.2014 n.2129 . Il Comune di Lodi, Provincia di Lodi, ricade in zona sismica 3.

Nell’ottica del principio di ottimizzazione del progetto per massimizzare risparmio economico, velocità e qualità di esecuzione e per rispettare il pensiero architettonico sono stati progettati strutture orizzontali con solette di calcestruzzo ordinario e alleggerito di spessore variabile in funzione delle luci da coprire, armate con armatura lenta. Questa tecnologia presenta la massima facilità costruttiva e versatilità, con conseguente notevole risparmio in termini di tempo d’esecuzione.

Le strutture di sostegno verticali sono rappresentate da pilastri in calcestruzzo armato di sezione rettangolare 250x800 mm e da setti e pareti in calcestruzzo armato di spessore variabile da 300 a 350 mm.

La progettazione degli elementi strutturali è svolta nel rispetto del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite e consente dunque di verificare l’adeguatezza del comportamento strutturale in fase di esercizio ed il livello di sicurezza in caso di situazioni di carico eccezionali (sovrappollamento, neve, vento, sisma).

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

L’edificio è composto da n°4 livelli fuori terra ed assume una forma a C di dimensioni massime in pianta di 92x181x112 m circa. La quota del finito del piano terra si trova a quota +0.12 m dal piano campagna, mentre l’altezza massima fuori terra della costruzione è circa 15.61m.

Al piano terra sono predisposti l’atrio d’entrata, il bar, la biblioteca, l’aula magna, le aule, gli uffici e i laboratori del dipartimento e i locali tecnici. Al piano primo troviamo gli uffici e i laboratori del dipartimento, mentre al secondo livello sono dislocate aule, laboratori, sale studio, uffici amministrativi e del dipartimento e laboratori del dipartimento. Anche il terzo livello ospita laboratori e uffici per il dipartimento.

3.1 OPERE IN CALCESTRUZZO

3.1.1 Elementi orizzontali - solai

Gli impalcati saranno solette in calcestruzzo armato gettato in opera, con armatura lenta bidirezionale.



Lo spessore delle solette sarà funzione dei carichi, delle luci e dei requisiti antincendio e varia da 350 mm a 600 mm. Le solette di maggior spessore, ossia quelle da 600 e 500 mm, atte a sopportare luci e carichi maggiori, saranno realizzate in calcestruzzo alleggerito in modo che l'aumento dello spessore per motivi strutturali non siano proporzionale all'aumento del peso dell'elemento strutturale stesso, con conseguente riduzione delle sollecitazioni sugli elementi verticali e sulle strutture di fondazione.

3.1.2 Elementi verticali - pilastri e setti

I pilastri, disposti a maglia variabile da un minimo di 7,2x6,65 m a 16,00x8,55 m, sono elementi in c.a. di dimensione fissa 800x250 mm dal livello terra fino a livello della piastra di copertura. La stabilità alle azioni orizzontali di vento di sisma trasmessa è assicurata prevalentemente dai setti in calcestruzzo armato di spessore prevalente pari a 300 mm, posizionati in corrispondenza di vani scala, vani ascensore e delle aule con capienza e luci di solaio elevate.

3.1.3 Fondazioni

Per le strutture di fondazione si rimanda al capitolo geotecnico.



4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

4.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 - “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 14.1.2008 - “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.1.2008.

4.2 NORME NAZIONALI

- UNI EN 206-1/2006 - “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- Istruzioni C.N.R. 10011/97 - “Costruzioni in acciaio- Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione il collaudo e la manutenzione”.
- Istruzioni C.N.R. 10025/98 - “Istruzioni per il progetto, l’esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo”.
- UNI 9502/2001 - “Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale, e precompresso”.
- UNI 9503/2007 - “Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio”.
- UNI EN 206-1/2006 - “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.

4.3 NORME EUROPEE

- UNI EN 1992-1-1:2005 - “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1993-1-1:2005 - “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1997-1:2005 - “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Regole generali”.
- UNI EN 1998-5:2005 - “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.



5 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali.

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER SETTI, PARETI

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1, UNI 11104-2004 e D.M. 14.1.2008:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 15 \text{ mm}$
Classe di esposizione	XC1
Contenuto minimo di cemento per durabilità	320 kg/m ³
Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità	0,55
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 18.13 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = 1.41 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 33345.76 \text{ MPa}$

5.1.2 CALCESTRUZZO PER PILASTRI

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1, UNI 11104-2004 e D.M. 14.1.2008:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 40/50
Classe di abbassamento al cono (slump)	S5
Dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 15 \text{ mm}$
Classe di esposizione	XC1
Contenuto minimo di cemento per durabilità	320 kg/m ³
Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità	0,55
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 22.67 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = 1.64 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 35220.46 \text{ MPa}$



5.1.3 CALCESTRUZZO PER SOLETTE PIENE Sp. 250 - 300 -350 mm

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1, UNI 11104-2004 e D.M. 14.1.2008:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Classe di abbassamento al cono (slump)	S5
Dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 15 \text{ mm}$
Classe di esposizione	XC3
Contenuto minimo di cemento per durabilità	320 kg/m ³
Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità	0,55
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 18.13 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = 1.41 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 33345.76 \text{ MPa}$

5.1.4 CALCESTRUZZO PER SOLETTE PIENE Sp. 500 - 600 mm

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1, UNI 11104-2004 e D.M. 14.1.2008:

Classe di resistenza del calcestruzzo	LC 40/44
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 15 \text{ mm}$
Classe di esposizione	XC3
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 44 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 22.67 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = 1.64 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 25000.00 \text{ MPa}$

5.2 ACCIAIO

5.2.1 Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B 450 C:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Allungamento	$\geq 12 \%$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$



Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Rapporto rottura/snervamento caratteristici	$1.13 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1.35$
Tensione nominale di snervamento	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1.25$
Allungamento a rottura	$(A_{gt})_k \geq 12 \%$
Modulo elastico medio	$E_s = 200 \text{ GPa}$

5.2.2 Acciaio da carpenteria per laminati a caldo

Acciaio tipo S355 J0, conforme alle prescrizioni di cui alle norme EN 10025:

Tensione caratteristica di rottura	$f_t \geq 510 \text{ MPa}$ per spessori fino a 40 mm
Tensione caratteristica di snervamento	$f_y \geq 355 \text{ MPa}$ per spessori fino a 40 mm
Modulo elastico	$E_s = 206 \text{ GPa}$

5.2.3 Bulloni

Classe 8.8

Bulloni ad alta resistenza con viti di classe 8.8.

Resistenza di calcolo a trazione	$f_{d,N} = 560 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{d,V} = 396 \text{ MPa}$

Classe 10.9

Bulloni ad alta resistenza con viti di classe 10.9.

Resistenza di calcolo a trazione	$f_{d,N} = 700 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{d,V} = 495 \text{ MPa}$

5.2.4 Saldature

Le saldature sono eseguite secondo quanto previsto da CNR-UNI 10011/97.

Resistenza di calcolo per giunti testa a testa, od a T, a completa penetrazione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2 - \sigma_{\perp} \cdot \sigma_{\parallel} + 3\tau^2} \leq \begin{cases} f_d \text{ (I° classe)} \\ 0.85 \cdot f_d \text{ (II° classe)} \end{cases}$$

$$f_d = 355 \text{ MPa} \quad (\text{S 355})$$

$$f_d = 275 \text{ MPa} \quad (\text{S 275})$$

$$f_d = 235 \text{ MPa} \quad (\text{S 335})$$

Classi di saldatura:

Per giunti a completa penetrazione del tipo testa a testa, a croce o a T si prescrivono giunti di I Classe, riferimento CNR-UNI 10011, par. 2.5. I giunti con saldature a cordone d'angolo sono effettuati secondo prescrizioni CNR-UNI 10011, par. 2.5.



6 CONDIZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite. Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e a quello di Esercizio (SLE). Gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Le azioni sulla struttura sono state calcolate in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.

Le azioni considerate sono:

- Peso proprio dei materiali strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali;
- Carichi variabili;
- Azioni della temperatura;
- Azione sismica;
- Azioni del vento;
- Azioni della neve;

6.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

6.1.1 Peso proprio

I pesi propri degli elementi strutturali sono autodeterminati dal software di calcolo strutturale, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale. Per calcestruzzo ed acciaio i pesi specifici valgono:

$$\gamma_{cls, \text{armato}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{cls, \text{alleggerito}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

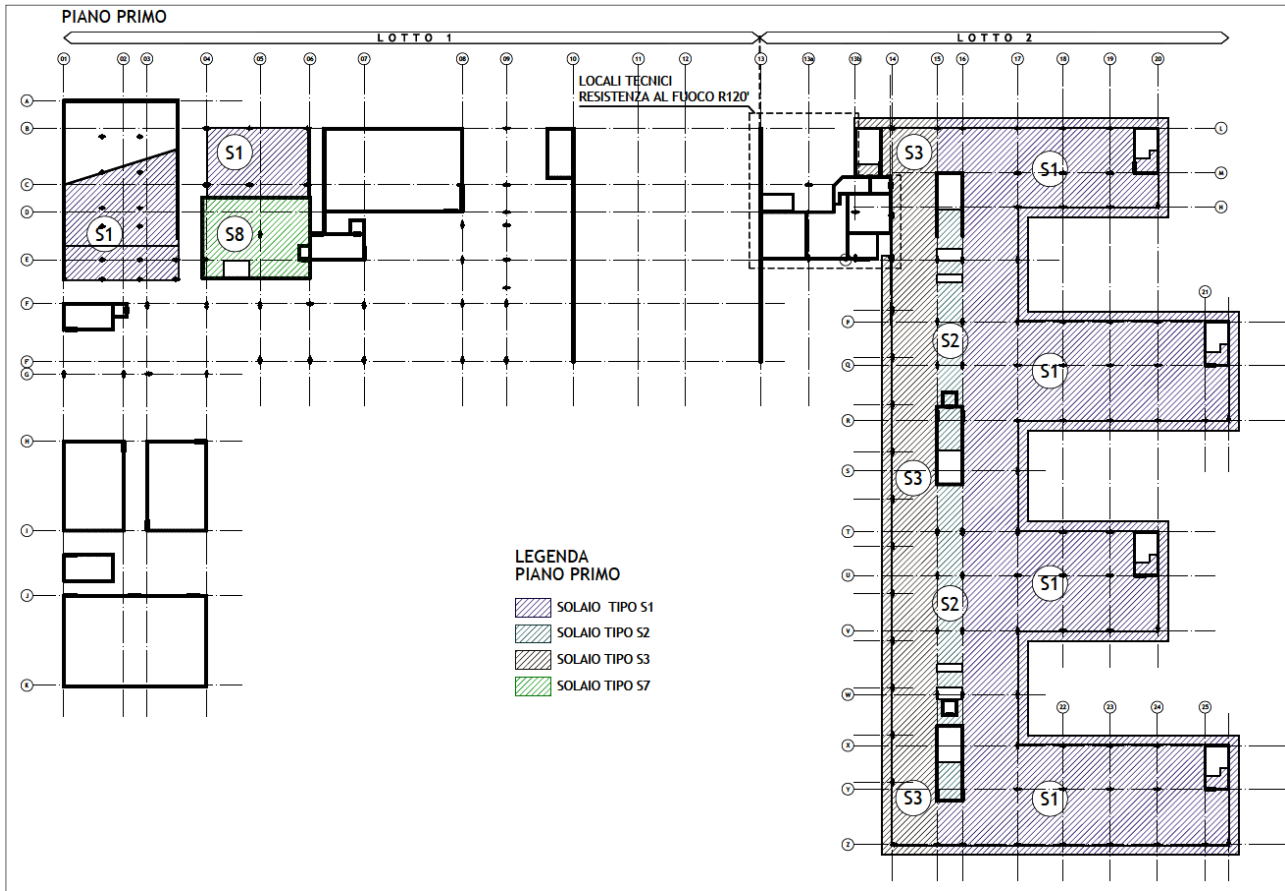
$$\gamma_{\text{acciaio}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

6.1.1 Carichi permanenti

Il peso proprio degli elementi non strutturali viene valutato in modo indipendente e nominalmente applicato alla struttura. Nell'analisi sismica, i sovraccarichi permanenti sono considerati masse applicate agli elementi strutturali e partecipanti alla massa totale dell'edificio. Rientrano tra i carichi permanenti i pesi degli elementi divisorii interni, computati secondo quanto prescritto dal D.M. 14.1.2008 al paragrafo 3.1.3.



ANALISI DEI CARICHI PIANO PRIMO		
TIPO DI ORIZZONTAMENTO	Carichi gravitazionali[kN/mq]	
S01 - LABORATORI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S02 - DISIMPEGNI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S03 - UFFICI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	3 kN/mq
S08- BIBLIOTECA	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 350 mm	Permanenti strutturali	8,75 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	10 kN/mq



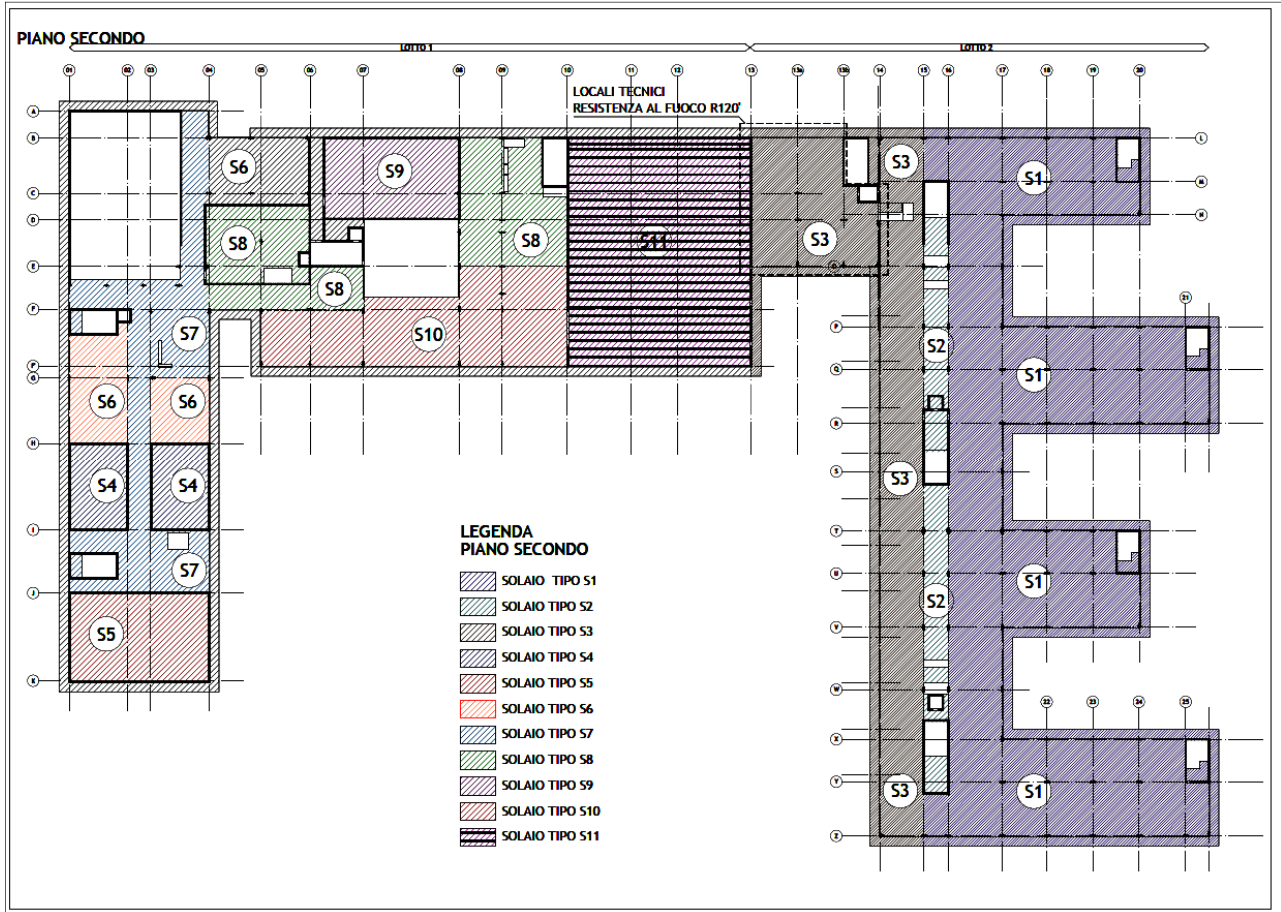
ANALISI DEI CARICHI PIANO SECONDO		
TIPO DI ORIZZONTAMENTO	Carichi gravitazionali [kN/mq]	
S01 - LABORATORI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S02 - DISIMPEGNI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S03 - UFFICI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	3 kN/mq
S04 - AULE	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. ALLEGGERITO	Permanenti strutturali	10,80 kN/mq



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



SP. 600 mm	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S05 - LABORATORI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. ALLEGGERITO SP. 600 mm	Permanenti strutturali	10,80 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S06 - AULE	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 350 mm	Permanenti strutturali	8,75 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S07 - DISIMPEGNI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 350 mm	Permanenti strutturali	8,75 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S08 - BIBLIOTECA	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP 350 mm	Permanenti strutturali	8,75 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	10 kN/mq
S09 - AULA STUDIO	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. ALLEGGERITO SP. 600 mm	Permanenti strutturali	10,80 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	5 kN/mq
S10 - AULA STUDIO	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. ALLEGGERITO SP. 500 mm	Permanenti strutturali	9,00 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	5 kN/mq
S11 - LABORATORI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLAIO METALLICO IN TRAVI E CAPPA COLLABORANTE SP. 250 mm	Permanenti strutturali	9 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq



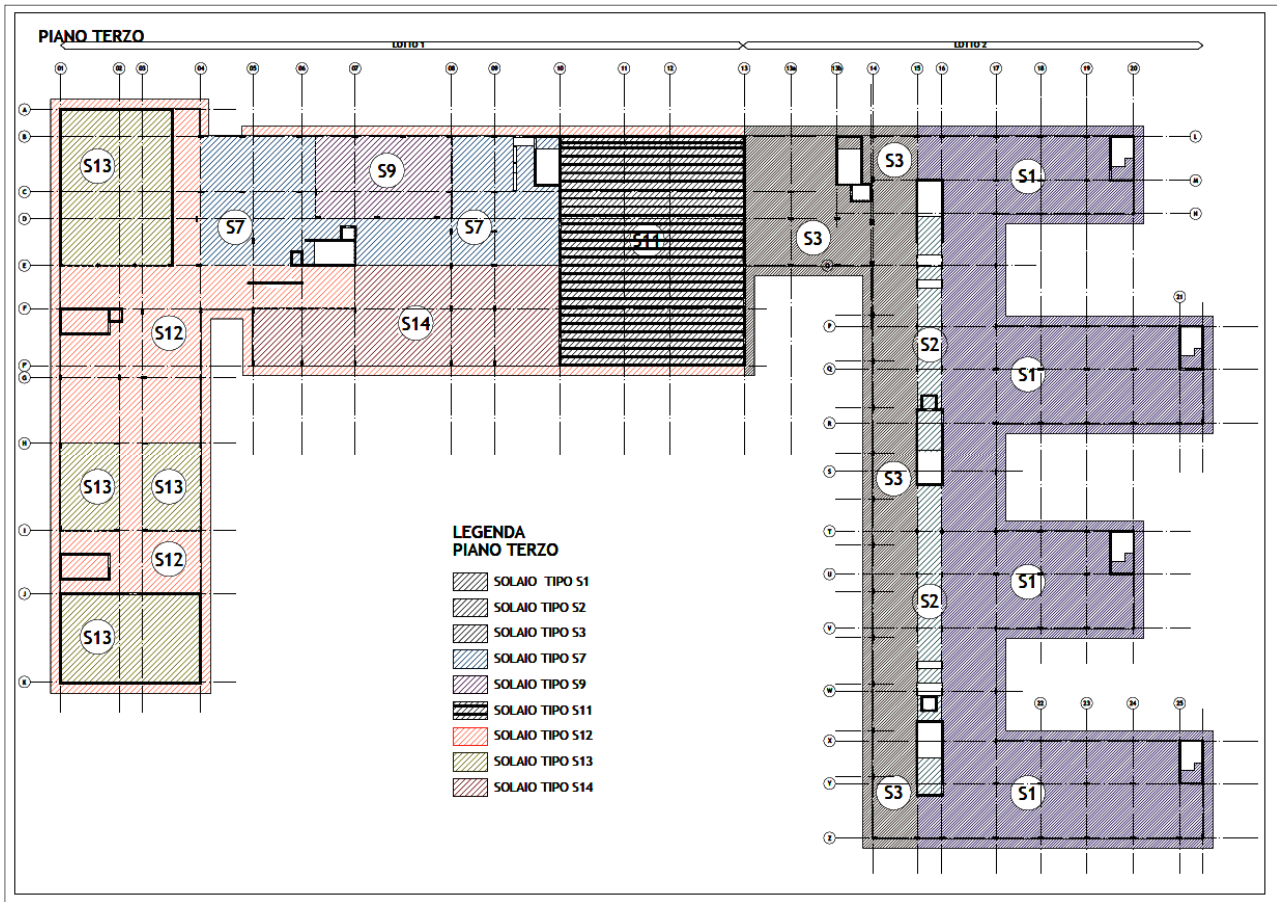
ANALISI DEI CARICHI PIANO TERZO		
TIPO DI ORIZZONTAMENTO	Carichi gravitazionali [kN/mq]	
S01 - LABORATORI	<i>Tipologia di carico</i>	<i>Peso kN/mq</i>
SOLETTA IN C.A. SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S02 - DISIMPEGNI	<i>Tipologia di carico</i>	<i>Peso kN/mq</i>
SOLETTA IN C.A. SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S03 - UFFICI	<i>Tipologia di carico</i>	<i>Peso kN/mq</i>
SOLETTA IN C.A. SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	3 kN/mq
S07 - AULE	<i>Tipologia di carico</i>	<i>Peso kN/mq</i>



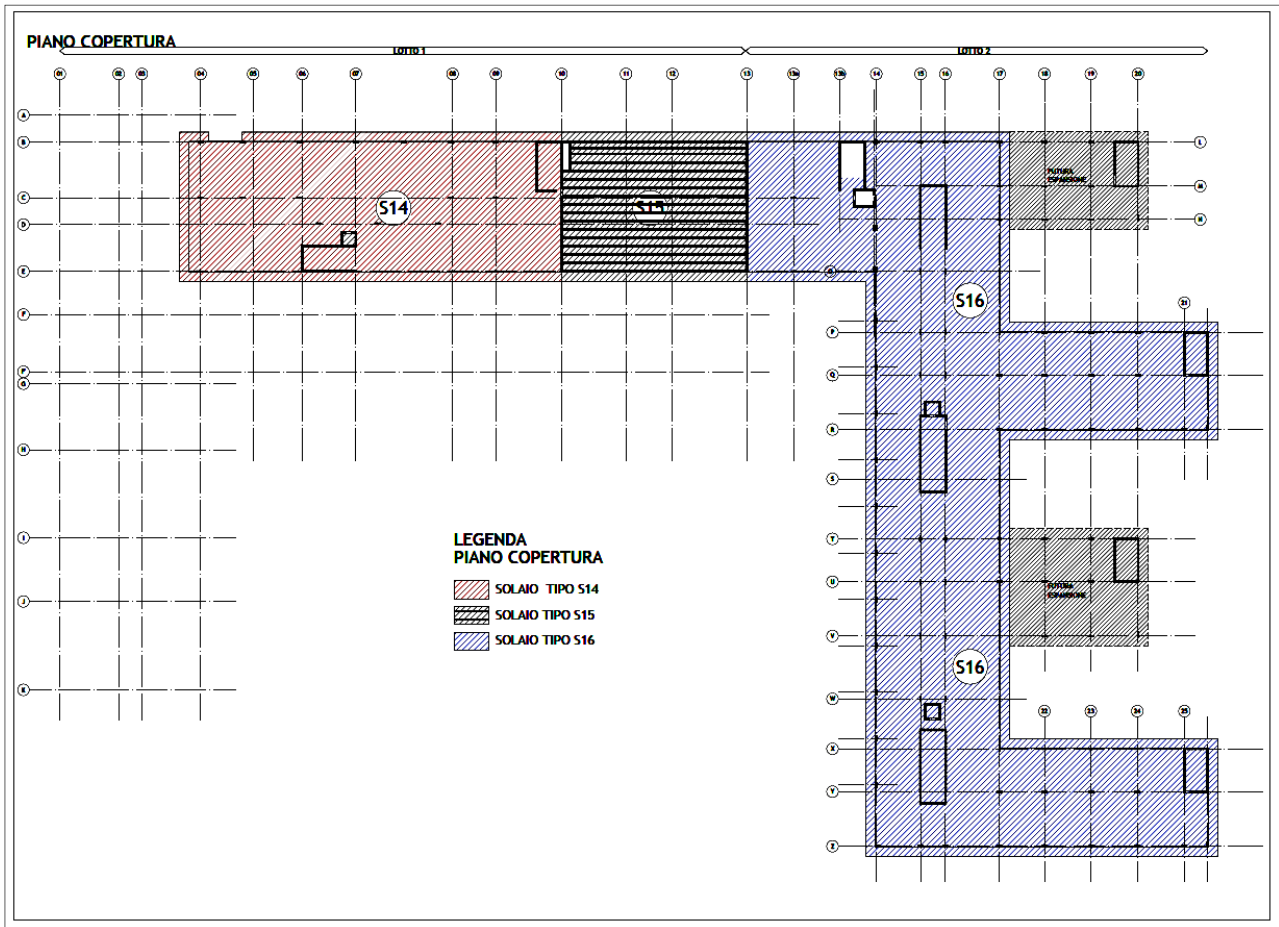
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



SOLETTA IN C.A. SP. 350 mm	Permanenti strutturali	8,75 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S09 - BIBLIOTECA	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. ALLEGGERITO SP. 600 mm	Permanenti strutturali	10,80 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	10 kN/mq
S11 - LABORATORI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLAIO METALLICO IN TRAVI E CAPPA COLLABORANTE SP. 250 mm	Permanenti strutturali	9 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	4 kN/mq
S12- COPERTURA	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. SP. 350 mm	Permanenti strutturali	8,75 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	1,70 kN/mq
S13 - COPERTURA	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. ALLEGGERITO SP. 600 mm	Permanenti strutturali	10,80 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	1,70 kN/mq
S14 - COPERTURA	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. ALLEGGERITO SP. 500 mm	Permanenti strutturali	9 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	1,70 kN/mq



ANALISI DEI CARICHI PIANO COPERTURA		
TIPO DI ORIZZONTAMENTO	Carichi gravitazionali [kN/mq]	
S14- COPERTURA	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. ALLEGGERITO SP. 500 mm	Permanenti strutturali	9 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	1,70 kN/mq
S15 - COPERTURA	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLAIO METALLICO IN TRAVI E CAPPA COLLABORANTE SP. 250 mm	Permanenti strutturali	8 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	1,70 kN/mq
S16 - COPERTURA	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLETTA IN C.A. ALLEGGERITO SP. 300 mm	Permanenti strutturali	7,50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	4 kN/mq
	Accidentali	1,70 kN/mq





6.1.2 Carichi accidentali

I valori dei carichi verticali ed orizzontali sono indicati in tabella 3.1.II del D.M. 04-02-2008, di seguito riportata:

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2.00	2.00	1.00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2.00 3.00	2.00 2.00	1.00 1.00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3.00	2.00	1.00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi, scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4.00	4.00	2.00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5.00	5.00	3.00
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4.00 5.00	4.00 5.00	2.00 2.00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6.00 -	6.00 -	1.00* -
F-G	Rimesse e parcheggi			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2.50 -	2x10.00 -	1.00** -
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0.50	1.20	1.00
	Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	-	-	-
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate da materiali immagazzinati per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

6.1.3 Neve

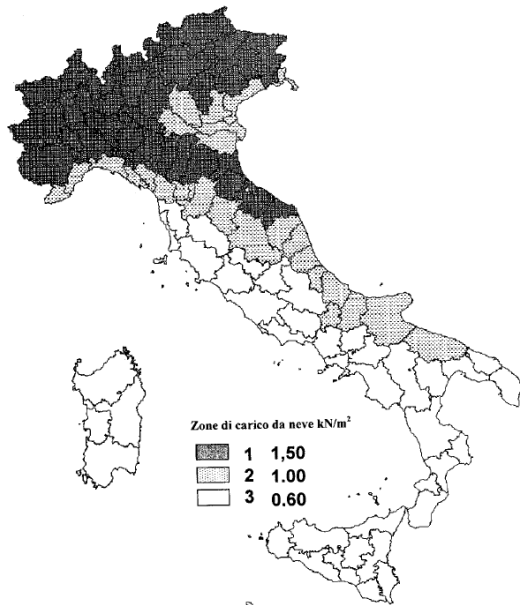
Il carico da neve, riferito alla proiezione orizzontale della superficie di copertura, risulta:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk}$$

dove:

$\mu_i = \mu_1 = 0,8$ Coefficiente di forma per coperture ad una falda e $0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$

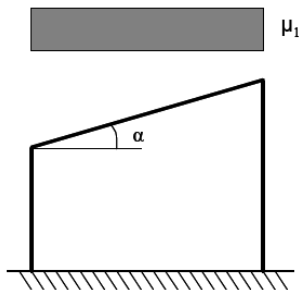
$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ Valore di riferimento del carico neve al suolo per edifici siti in provincia di Lodi, Zona I, $a_s = 250 \text{ m}$ come da immagine seguente:



Si ottiene:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} = 0,8 \times 1,50 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

Viene considerata la condizione di carico riportata nel seguente schema per coperture a una falda:



6.1.4 Vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle medesime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione:



$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta costante e pari a 1.25 kg/m^3 .



Essendo l'opera in esame in ZONA 1 e l'altitudine sul livello del mare minore di $a_0=500 \text{ m}$, la velocità di riferimento e pressione cinetica di riferimento sono pari a:

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s.}$$

Tale valore è riferito ad un periodo di ritorno T_r pari a 50 anni. Per un periodo di ritorno pari a 1000 anni tale valore è pari a:

$$v_{b_{TR=1000}} = \alpha v_{b,0} = 1.16 \times 25 \text{ m/s} = 29 \text{ m/s} .$$

$$q_b = 0.391 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezza del suolo non maggiori di $z = 200\text{m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \text{ per } z < z_{\min}$$

dove:



k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati nella tabella seguente in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
 c_t è il coefficiente di topografia.

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.



Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la figura che segue riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione.

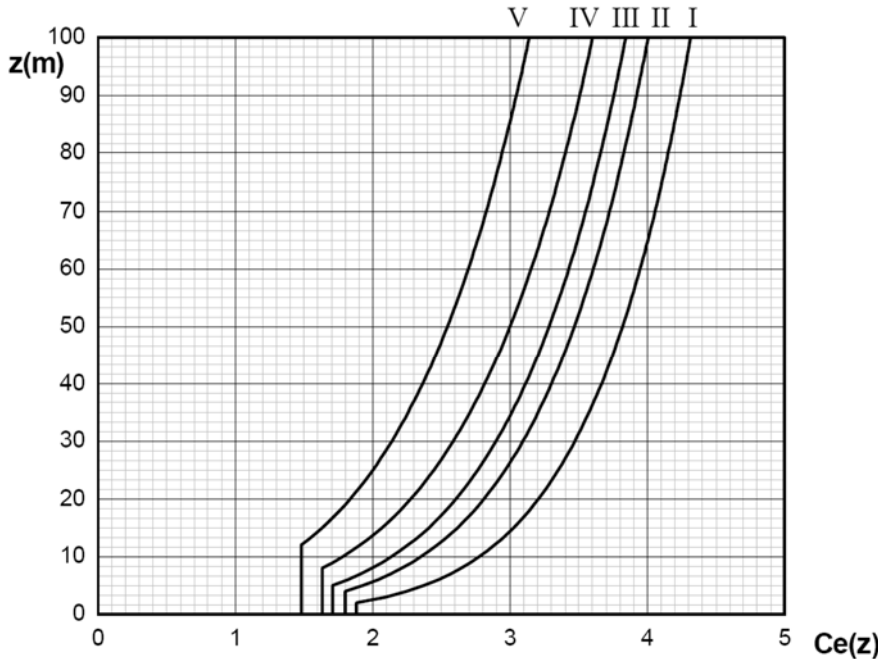


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

Per l'opera in esame in ZONA 1, su suolo con Rugosità B e a più di 30 km dal mare, corrisponde una Categoria di Esposizione IV per la quale valgono:

$$k_r = 0.22;$$

$$z_0 = 0.30 \text{ m};$$

$$z_{\min} = 8.0 \text{ m} < z = 15.61 \text{ m} \text{ altezza impalcato rispetto al suolo.}$$

$$c_t = 1$$

Il coefficiente c_e risulta pari a:

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Per l'opera in esame viene assunto cautelativamente pari a 1.

Il coefficiente di forma c_p vale +0,8 per superfici sopravento e -0,4 per superfici sottovento.

Si ottengono le pressioni riassunte nella seguente tabella:



z [m]	$c_e(z)$	+p(z) [N/mq]	-p(z) [N/mq]
1,00	0,48	149,40	-74,70
2,00	0,82	255,31	-127,65
3,00	1,04	324,00	-162,00
4,00	1,20	375,75	-187,87
5,00	1,34	417,62	-208,81
6,00	1,45	452,94	-226,47
7,00	1,55	483,59	-241,80
8,00	1,63	510,72	-255,36
9,00	1,71	535,10	-267,55
10,00	1,78	557,27	-278,63
11,00	1,85	577,61	-288,80
12,00	1,91	596,42	-298,21
13,00	1,96	613,92	-306,96
14,00	2,02	630,30	-315,15
15,00	2,07	645,70	-322,85
16,00	2,11	660,23	-330,12

6.1.5 Azione Sismica

Le azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione. I vari stati limite sono così definiti da Normativa:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per ottenere gli spettri di risposta delle azioni sono assunti i seguenti parametri:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito rigido di categoria A secondo §3.2.2 di cui D.M. 14.1.08;

UNIL0_AE_G_C_0011

23/195



F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
 T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
 9.5039

LATITUDINE
 45.3145

Ricerca per comune

REGIONE
 Lombardia

PROVINCIA
 Lodi

COMUNE
 Lodi

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



Per la determinazione dell'azione sismica di progetto ai vari stati limite previsti dalla normativa, si deve far riferimento al capitolo 9 di codesta relazione in cui sono stati ricavati i vari spettri di risposta di progetto per i vari sottomodelli di calcolo in cui è stato diviso l'edificio, sulla base del fattore di struttura, della tipologia strutturale e della regolarità in pianta e in altezza. Per effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica, l'accelerazione al suolo a_g subisce un'amplificazione pari a $S_S \cdot S_T$. Sottosuolo ed ubicazione topografica sono così definiti:

Categoria del sottosuolo $\rightarrow C$

Categoria topografica $\rightarrow T1$

Coefficiente S_s

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Gli spettri elastici agli SLV ed SLD sono definiti con le seguenti espressioni stralciate dalla normativa.



$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T, \tag{3.2.5}$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \tag{3.2.6}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \tag{3.2.7}$$

dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3, \tag{3.2.8}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \tag{3.2.9}$$



6.1.6 Azione della temperatura

In conformità a quanto prescritto dalla Normativa Italiana si adottano i seguenti valori di variazione termica:

strutture in calcestruzzo armato protette	→	±10°C
strutture in calcestruzzo armato non protette	→	±15°C
strutture in acciaio protette	→	±15°C
strutture in acciaio esposte	→	±25°C

6.2 COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO

6.2.1 Combinazione stati limite ultimi (SLU)

$$F_d = \gamma_G G + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad \text{azioni statiche}$$

$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{azioni sismiche}$$

dove:

- G** pesi propri e permanenti
Q accidentali
E sisma

Si riportano in tabella i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali



$\psi_{0i} = 0,7$	per carichi variabili ai piani
$\psi_{0i} = 0,5$	per carico neve
$\psi_{0i} = 0,6$	per carico vento e temperatura
$\psi_{1i} = 0,5$	per carichi variabili ai piani
$\psi_{1i} = 0,2$	per carico neve e vento
$\psi_{1i} = 0,5$	per carico temperatura
$\psi_{2i} = 0,6$	per ambienti suscettibili di affollamento e aree commerciali
$\psi_{2i} = 0,3$	per aree direzionali
$\psi_{2i} = 0$	per coperture

6.2.2 Combinazioni stati limite d'esercizio (SLE)

$$F_d = G + \sum \psi_0 Q_{ki} \quad \text{rara}$$
$$F_d = G + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{quasi permanente}$$
$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{azioni sismiche}$$

dove:

G	<i>pesi propri e permanenti</i>
Q	<i>accidentali</i>
E	<i>sisma allo SLD</i>

7 MODELLO DI CALCOLO

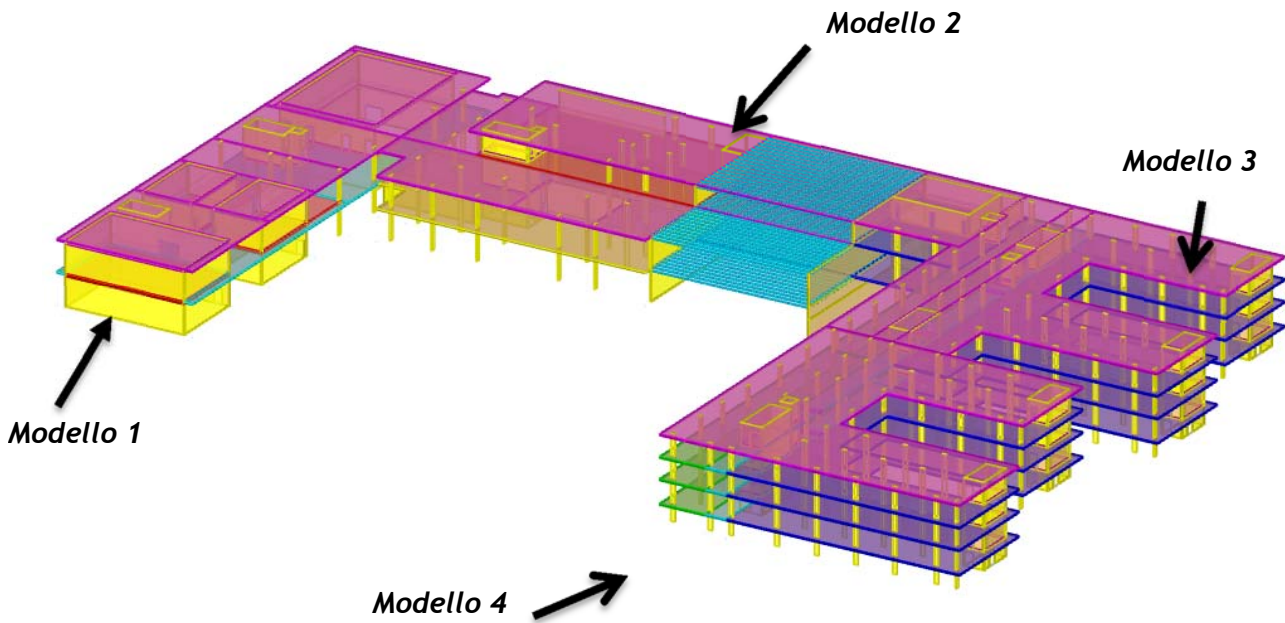
Le elaborazioni mediante calcolatore sono state condotte con l'ausilio dei seguenti software: Straus7® sviluppato da G+D Computing, Suite 1, Level 7, 541 Kent St, Sydney NSW 2000 Australia e distribuito in Italia dalla HSH, via N.Tommaseo 13, 35131 Padova. Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali;

MIDAS/GEN sviluppato da MIDAS Information Technology, Co., Ltd. Areum B/D 4th fl., 258-1 Seohyeon-dong, Bundang-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea e distribuito in Italia da CSP Fea s.c. via Zuccherificio, 5/D I-35042 Este (PD). Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

SismiCAD®, PresFLE+® e BeamCAD® prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato. I software vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

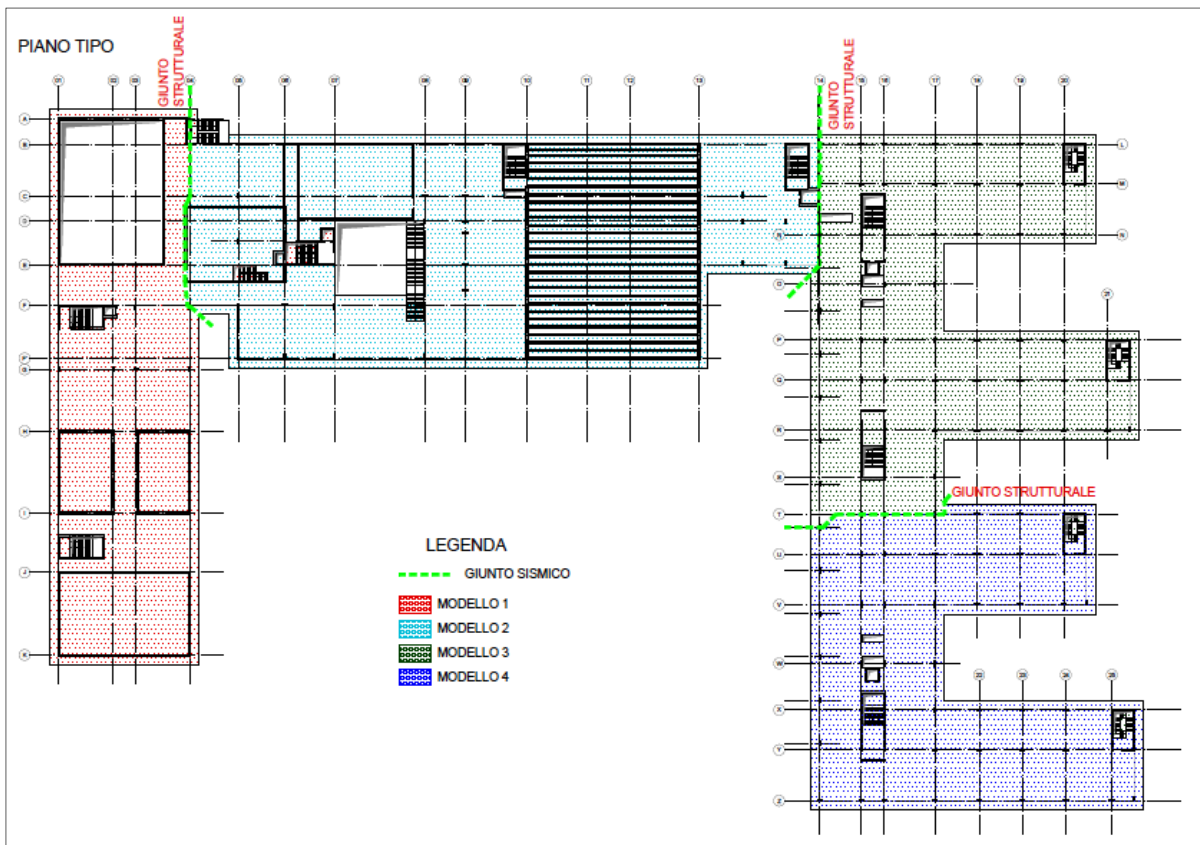
Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare.

Si riportano delle immagine dei modello di calcolo implementati.



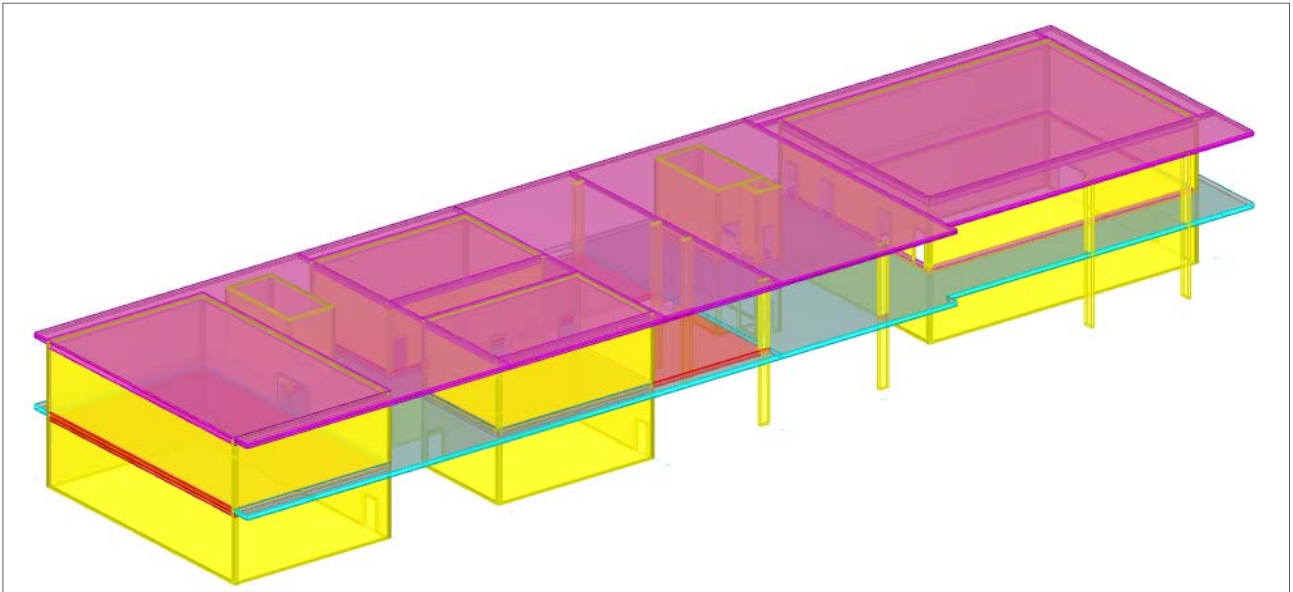
Assonometria del modello di calcolo

Il modello generale di calcolo è stato scomposto in 4 sottomodelli principali sulla base dei 3 giunti sismici che sono stati previsti:

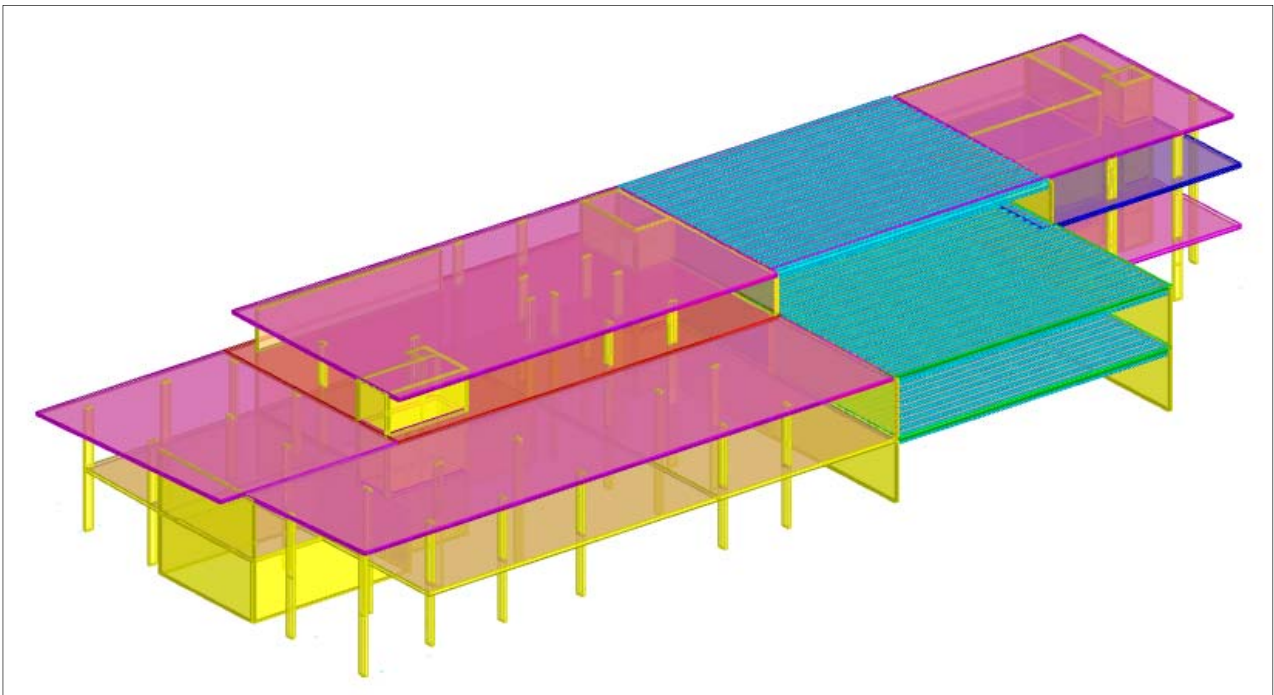




UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Assonometria del modello 1

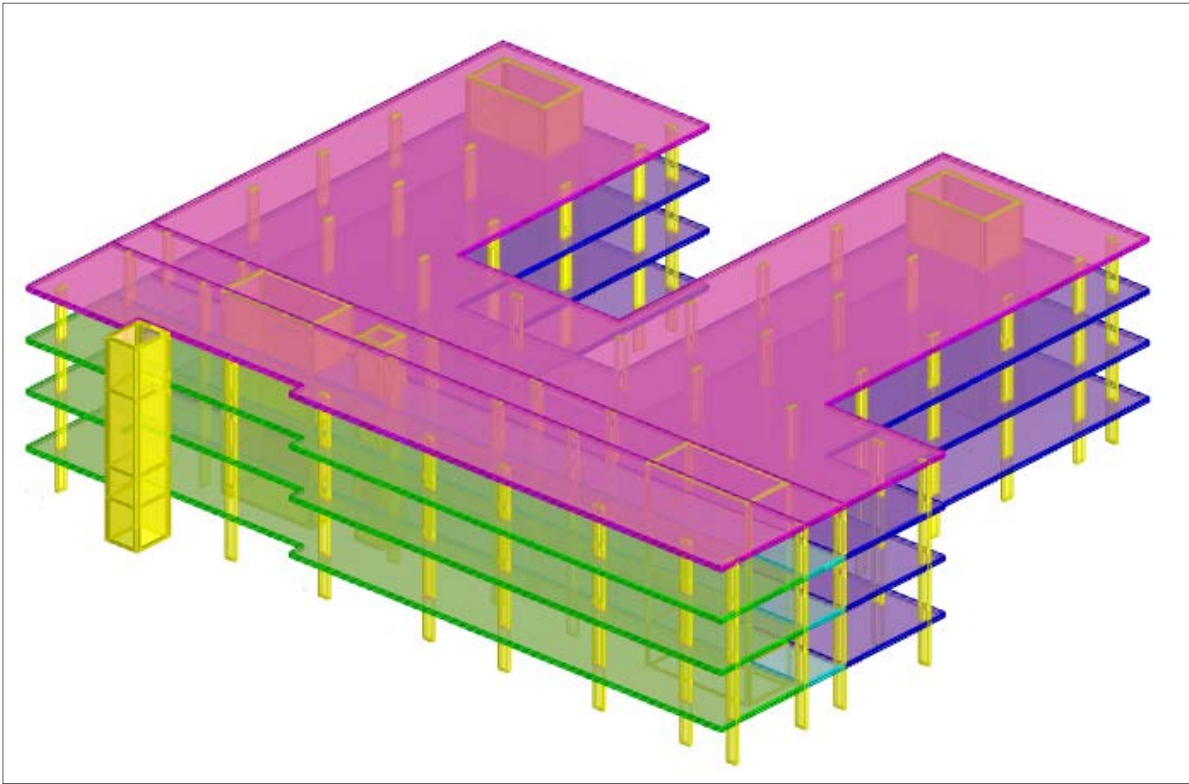


Assonometria del modello 2

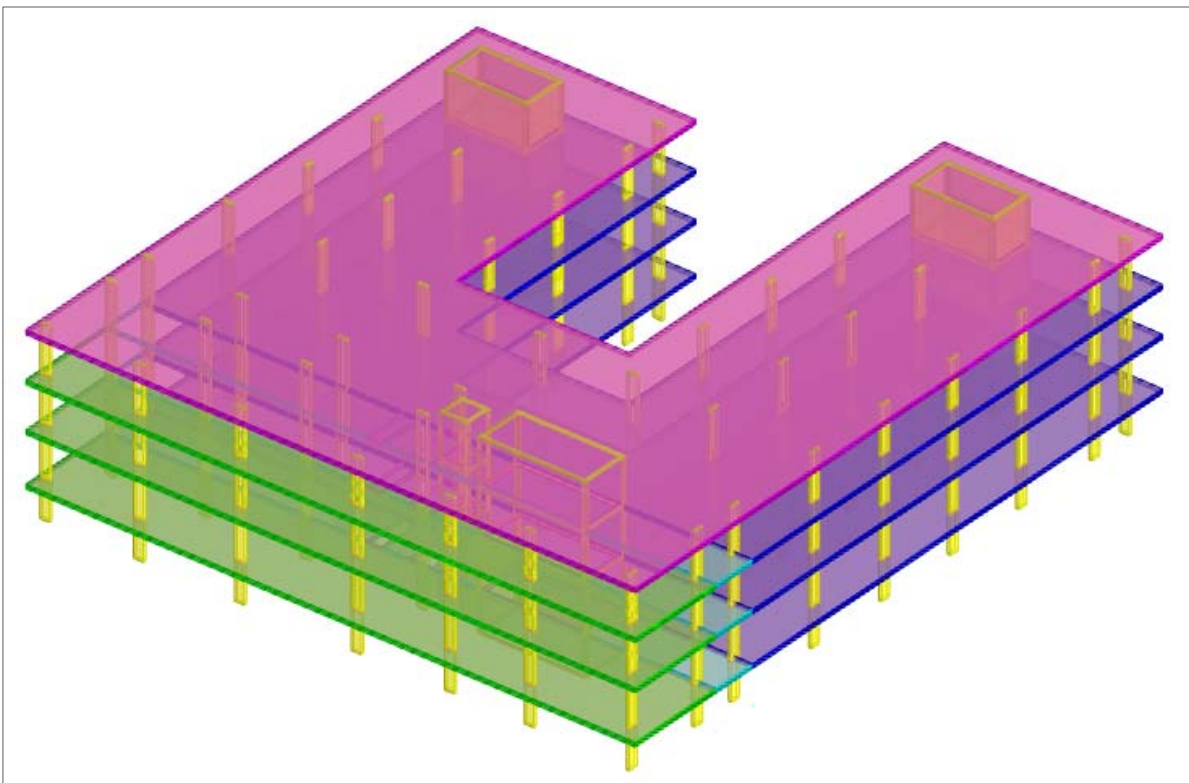


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Assonometria del modello 3

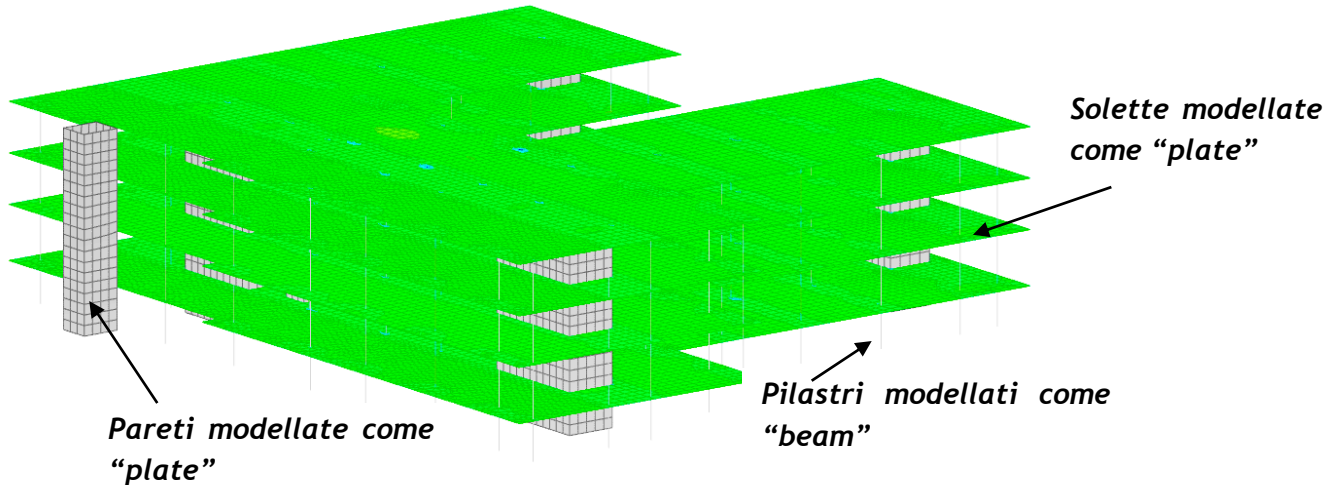


Assonometria del modello 4

UNILO_AE_G_C_0011

31/195

I pilastri e le travi sono stati modellati come elementi “beam”, le solette e le pareti sono stati modellate come elementi “plate”.



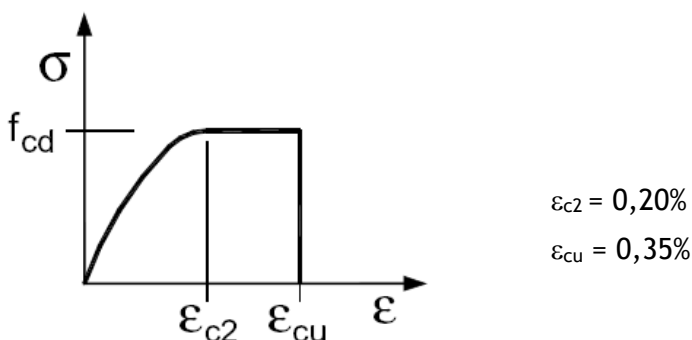
Le azioni sismiche agenti sulla struttura sono state calcolate mediante analisi dinamica modale con spettro di risposta. Il modello mostrato non include il sistema di fondazione, in quanto è realizzato un modello dedicato in cui sono state analizzate e dimensionati gli elementi di fondazione. Pertanto i pilastri sono stati bloccati alla base tramite un vincolo d’incastro.

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

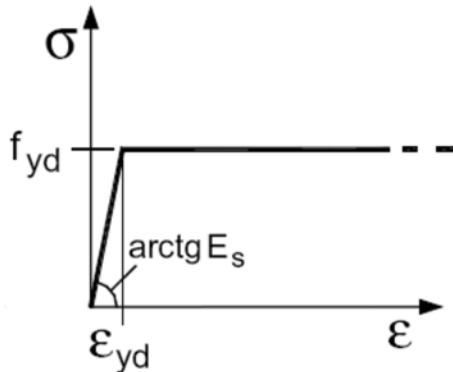
Per le verifiche a presso flessione si fanno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a compressione;
- rottura dell’acciaio per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a trazione;
- legge costitutiva del calcestruzzo tipo parabola-rettangolo:





1. legge costitutiva dell'acciaio tipo lineare



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = 1,00\%$$

8.2 SLU - TAGLIO

Le sezioni di calcestruzzo non armate a taglio hanno una resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo stesso e dai meccanismi secondari. Secondo normativa tale resistenza è valutabile con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso il taglio sollecitante V_{Ed} sia maggiore del taglio V_{Rd} , è da prevedersi apposita armatura a taglio. In tal caso il taglio resistente è il minore tra il taglio V_{Rsd} offerto dalle armature ed il taglio V_{Rcd} offerto dal calcestruzzo. V_{Rsd} e V_{Rcd} valgono:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$



dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg}\theta_1 \leq \text{ctg}\theta) \tag{4.1.21}$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\text{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$ mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

8.3 SLE - TENSIONI

La tensione massima di compressione nel calcestruzzo deve rispettare i seguenti limiti:

- $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ in combinazione rara
- $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ in combinazione quasi permanente

La tensione massima nell'acciaio deve rispettare il seguente limite:

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$$

8.4 SLE - DEFORMAZIONI

Le deformazioni degli elementi sono accettabili se:

- Minori di 1/500 luce a tempo zero;
- Minori di 1/300 luce a tempo infinito.

8.5 SLE - FESSURAZIONI

Il limite massimo di apertura delle fessure è stabilito in funzione delle condizioni ambientali. La struttura in oggetto sarà realizzata in condizioni ambientali poco aggressive, l'acciaio impiegato è definito poco sensibile. Alla luce di queste ipotesi di base, l'ampiezza massima di apertura delle fessure vale:

$$w_1 = 0,2\text{mm} \quad \text{in combinazione frequente e quasi permanente}$$



9 RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE

Per ottenere le prestazioni di resistenza al fuoco richieste vengono adottati gli accorgimenti necessari nel rispetto del D.M. 04.02.2008.

9.1 OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

La resistenza al fuoco delle strutture in calcestruzzo armato è ottenuta garantendo il copriferro minimo previsto dalla normativa.

Si fa riferimento al D.M. 16.02.2007 "*Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi*". Tale decreto determina le condizioni sufficienti per la classificazione degli elementi costruttivi resistenti al fuoco.

I valori tabellati e riportati di seguito rappresentano il risultato di campagne sperimentali e di elaborazioni numeriche e si riferiscono alle tipologie costruttive ed ai materiali di maggior impiego.

9.1.1 Pilastri

Si riportano di seguito le tabelle da Normativa, con copriferri e spessori minimi dei pilastri:

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	B=200 / a = 30	300/25	160/25
60	B=250 / a=45	350/40	160/25
90	B=350 / a=50	450/40	160/25
120	B=350 / a =60	450/50	180/35
180	B=450 / a =70		230/55
240			300/70

9.1.2 Setti

Si riporta di seguito la tabella della Normativa:

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	s=120 / a=10	120/10
60	s=130 / a=10	140/10
90	s=140 / a=25	170/25
120	s=160 / a=35	220/35
180	s=210 / a=50	270/55
240	s=270 / a=60	350/60

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

9.1.3 Solette

Si riporta di seguito la tabella della Normativa:



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80/ a = 10	120/20	120/30	160/40	200/55	240/65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo (1)	H = 80/a = 10	120/20	120/30	160/40	200/55	240/65
Solai a travetti con alleggerimento (2)	H = 160/a = 15	200/30	240/35	240/45	300/60	300/75
Solai a lastra con alleggerimento (3)	H = 160/a = 15	200/30	240/35	240/45	300/60	300/75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

- (1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1
- (2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.
- (3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni



10 RISULTATI DI CALCOLO

10.1 RISULTATI DI CALCOLO SU MODELLO 1

10.1.1 Descrizione strutturale modello 1

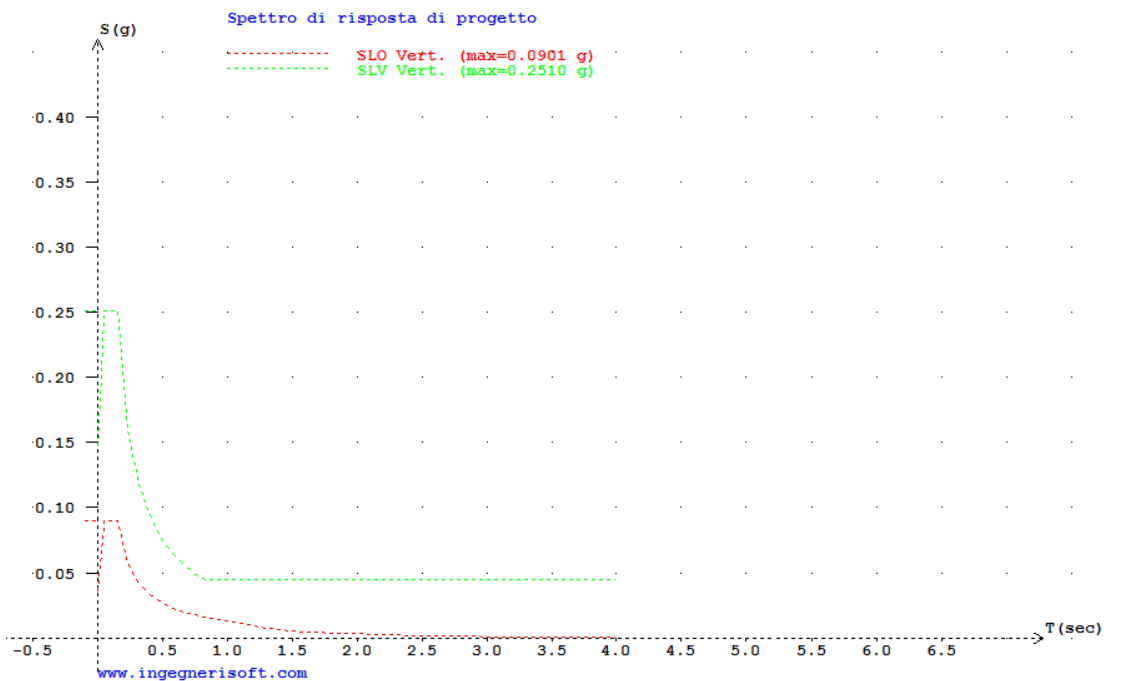
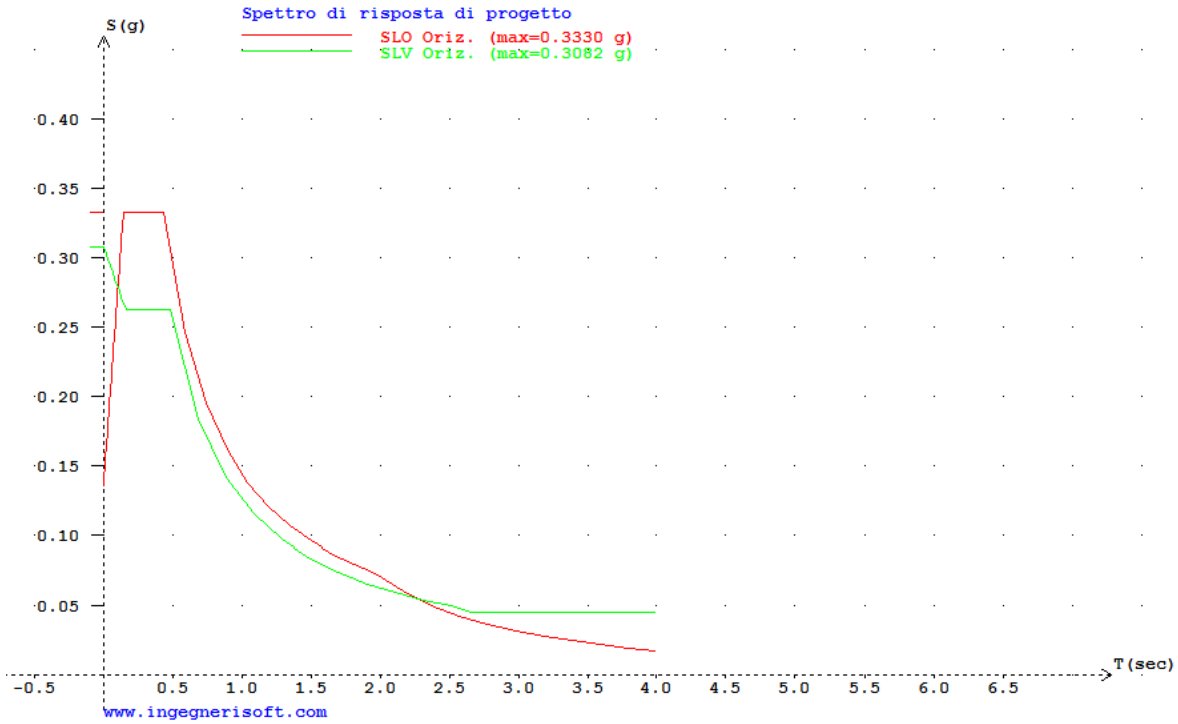
L'edificio è costituito da due piani fuoriterra con altezza massima all'estradosso in copertura pari a +11.35 m circa. Dal punto di vista del design strutturale, è caratterizzato dalla presenza di due orizzontamenti in soletta piena in calcestruzzo armato di spessore variabile da 350 a 700 mm sulla base della luce massima da coprire. Le solette piene sono sostenute da un sistema combinato di pilastri, di dimensioni 250x800 mm, e pareti in calcestruzzo armato di spessore pari a 300 mm. Dal punto di vista sismico, i pilastri risultano essere degli elementi sismici secondari rispetto alle pareti, come descritto al punto 7.4.3.1 della normativa Italiana, "la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale". Di conseguenza si è optati nella scelta di un fattore di struttura q_0 pari a 3 con classe di duttilità della struttura CD "B" come previsto dalla norma al § 7.4.3.2. L'edificio, in accordo al § 7.2.2 delle norme tecniche sulle costruzioni, risulta essere regolare in pianta e in altezza.

10.1.2 Dati di input sismici

Risposta sismica locale					
Categoria di sottosuolo	C	info	$S_S = 1,418$	$C_C = 1,574$	info
Categoria topografica	T1	info	$h/H = 1,000$	$S_T = 1,000$	info
<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>					
Compon. orizzontale					
<input type="radio"/> Spettro di progetto elastico (SLE)	Smorzamento ξ (%)	5	$\eta = 1,000$	info	
<input checked="" type="radio"/> Spettro di progetto inelastico (SLU)	Fattore q_0	3	Regol. in altezza	si	info
Compon. verticale					
Spettro di progetto	Fattore q	1,5	$\eta = 0,667$	info	



10.1.3 Spettri di risposta di progetto





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



10.1.4 Tagli ai livelli SLV

Livello	Cont. n.br.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	SLV 1	-10182.45	-3152.01	-86120.31	70.1	-145.12	-8853.88	-10252.54	-3006.88	-77266.42
Fondazione	SLV 2	-10182.45	-3152.01	-86120.31	70.1	-145.12	-8853.88	-10252.54	-3006.88	-77266.42
Fondazione	SLV 3	-10183.2	3066.71	-86117.78	70.13	-133.96	-8855.89	-10253.33	3200.68	-77261.89
Fondazione	SLV 4	-10183.2	3066.71	-86117.78	70.13	-133.96	-8855.89	-10253.33	3200.68	-77261.89
Fondazione	SLV 5	-3053.59	-10377.33	-86122.74	84.86	-157.78	-8851.14	-3138.45	-10219.55	-77271.6
Fondazione	SLV 6	-3053.59	-10377.33	-86122.74	84.86	-157.78	-8851.14	-3138.45	-10219.55	-77271.6
Fondazione	SLV 7	-3056.11	10351.74	-86114.33	84.96	-120.57	-8857.82	-3141.07	10472.31	-77256.5
Fondazione	SLV 8	-3056.11	10351.74	-86114.33	84.96	-120.57	-8857.82	-3141.07	10472.31	-77256.5
Fondazione	SLV 9	3056.11	-10351.74	-86122.31	97.55	-157.46	-8850.8	2958.56	-10194.28	-77271.51
Fondazione	SLV 10	3056.11	-10351.74	-86122.31	97.55	-157.46	-8850.8	2958.56	-10194.28	-77271.51
Fondazione	SLV 11	3053.59	10377.33	-86113.89	97.65	-120.25	-8857.48	2955.94	10497.58	-77256.41
Fondazione	SLV 12	3053.59	10377.33	-86113.89	97.65	-120.25	-8857.48	2955.94	10497.58	-77256.41
Fondazione	SLV 13	10183.2	-3066.71	-86118.86	112.38	-144.07	-8852.74	10070.82	-2922.65	-77266.12
Fondazione	SLV 14	10183.2	-3066.71	-86118.86	112.38	-144.07	-8852.74	10070.82	-2922.65	-77266.12
Fondazione	SLV 15	10182.45	3152.01	-86116.33	112.41	-132.9	-8854.74	10070.04	3284.91	-77261.59
Fondazione	SLV 16	10182.45	3152.01	-86116.33	112.41	-132.9	-8854.74	10070.04	3284.91	-77261.59
Piano 1	SLV 1	-9180.96	-2901.2	-79474.27	77.48	-141.8	-8742.76	-9258.44	-2759.4	-70731.51
Piano 1	SLV 2	-9180.96	-2901.2	-79474.27	77.48	-141.8	-8742.76	-9258.44	-2759.4	-70731.51
Piano 1	SLV 3	-9184.93	2846.39	-79484.23	77.54	-137.65	-8744.76	-9262.47	2984.05	-70739.47
Piano 1	SLV 4	-9184.93	2846.39	-79484.23	77.54	-137.65	-8744.76	-9262.47	2984.05	-70739.47
Piano 1	SLV 5	-2748.26	-9587.54	-79480.77	87.03	-146.13	-8740.02	-2835.29	-9441.41	-70740.75
Piano 1	SLV 6	-2748.26	-9587.54	-79480.77	87.03	-146.13	-8740.02	-2835.29	-9441.41	-70740.75
Piano 1	SLV 7	-2761.51	9571.1	-79514	87.23	-132.32	-8746.7	-2848.74	9703.42	-70767.3
Piano 1	SLV 8	-2761.51	9571.1	-79514	87.23	-132.32	-8746.7	-2848.74	9703.42	-70767.3
Piano 1	SLV 9	2761.51	-9571.1	-79496.32	95.28	-145.71	-8739.68	2666.23	-9425.39	-70756.64
Piano 1	SLV 10	2761.51	-9571.1	-79496.32	95.28	-145.71	-8739.68	2666.23	-9425.39	-70756.64
Piano 1	SLV 11	2748.26	9587.54	-79529.54	95.48	-131.89	-8746.36	2652.78	9719.43	-70783.18



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Livello	Cont. n.br.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano 1	SLV 12	2748.26	9587.54	-79529.54	95.48	-131.89	-8746.36	2652.78	9719.43	-70783.18
Piano 1	SLV 13	9184.93	-2846.39	-79526.08	104.97	-140.37	-8741.61	9079.96	-2706.02	-70784.46
Piano 1	SLV 14	9184.93	-2846.39	-79526.08	104.97	-140.37	-8741.61	9079.96	-2706.02	-70784.46
Piano 1	SLV 15	9180.96	2901.2	-79536.04	105.03	-136.23	-8743.62	9075.93	3037.43	-70792.43
Piano 1	SLV 16	9180.96	2901.2	-79536.04	105.03	-136.23	-8743.62	9075.93	3037.43	-70792.43
Piano 1 bis	SLV 1	-4828.34	-1490.22	-45473.18	27.91	-241.3	-3599.53	-4856.26	-1248.92	-41873.65
Piano 1 bis	SLV 2	-4828.34	-1490.22	-45473.18	27.91	-241.3	-3599.53	-4856.26	-1248.92	-41873.65
Piano 1 bis	SLV 3	-4831.08	1802.08	-45473.37	27.97	-235.16	-3599.25	-4859.05	2037.23	-41874.12
Piano 1 bis	SLV 4	-4831.08	1802.08	-45473.37	27.97	-235.16	-3599.25	-4859.05	2037.23	-41874.12
Piano 1 bis	SLV 5	-1444.35	-5440.39	-45446.68	33.04	-249.17	-3598.82	-1477.39	-5191.22	-41847.86
Piano 1 bis	SLV 6	-1444.35	-5440.39	-45446.68	33.04	-249.17	-3598.82	-1477.39	-5191.22	-41847.86
Piano 1 bis	SLV 7	-1453.48	5533.95	-45447.33	33.24	-228.69	-3597.88	-1486.71	5762.63	-41849.45
Piano 1 bis	SLV 8	-1453.48	5533.95	-45447.33	33.24	-228.69	-3597.88	-1486.71	5762.63	-41849.45
Piano 1 bis	SLV 9	1453.48	-5533.95	-45424.17	37.49	-249.77	-3597.94	1415.99	-5284.18	-41826.23
Piano 1 bis	SLV 10	1453.48	-5533.95	-45424.17	37.49	-249.77	-3597.94	1415.99	-5284.18	-41826.23
Piano 1 bis	SLV 11	1444.35	5440.39	-45424.82	37.69	-229.29	-3597	1406.66	5669.68	-41827.82
Piano 1 bis	SLV 12	1444.35	5440.39	-45424.82	37.69	-229.29	-3597	1406.66	5669.68	-41827.82
Piano 1 bis	SLV 13	4831.08	-1802.08	-45398.13	42.76	-243.3	-3596.57	4788.33	-1558.78	-41801.56
Piano 1 bis	SLV 14	4831.08	-1802.08	-45398.13	42.76	-243.3	-3596.57	4788.33	-1558.78	-41801.56
Piano 1 bis	SLV 15	4828.34	1490.22	-45398.32	42.82	-237.15	-3596.29	4785.53	1727.38	-41802.03
Piano 1 bis	SLV 16	4828.34	1490.22	-45398.32	42.82	-237.15	-3596.29	4785.53	1727.38	-41802.03
Piano 2	SLV 1	-4230.51	-1503.33	-42138.3	47.81	-238.02	-3533.91	-4278.32	-1265.31	-38604.4
Piano 2	SLV 2	-4230.51	-1503.33	-42138.3	47.81	-238.02	-3533.91	-4278.32	-1265.31	-38604.4
Piano 2	SLV 3	-4241.5	1510.75	-42133.61	47.76	-238.85	-3533.62	-4289.26	1749.59	-38599.99
Piano 2	SLV 4	-4241.5	1510.75	-42133.61	47.76	-238.85	-3533.62	-4289.26	1749.59	-38599.99
Piano 2	SLV 5	-1252.49	-5022.34	-42149.33	39.17	-237.6	-3533.2	-1291.65	-4784.74	-38616.13
Piano 2	SLV 6	-1252.49	-5022.34	-42149.33	39.17	-237.6	-3533.2	-1291.65	-4784.74	-38616.13
Piano 2	SLV 7	-1289.12	5024.57	-42133.7	39.01	-240.37	-3532.26	-1328.13	5264.94	-38601.44

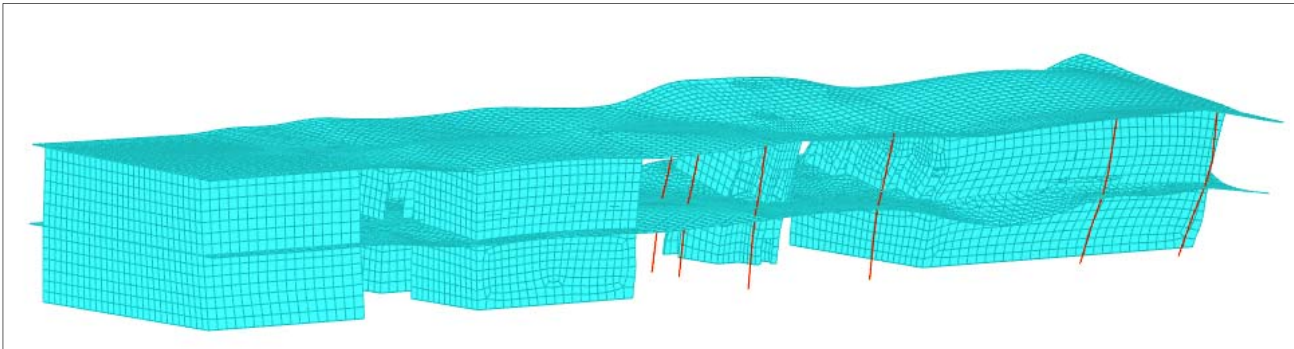
UNILO_AE_G_C_0011
40/195



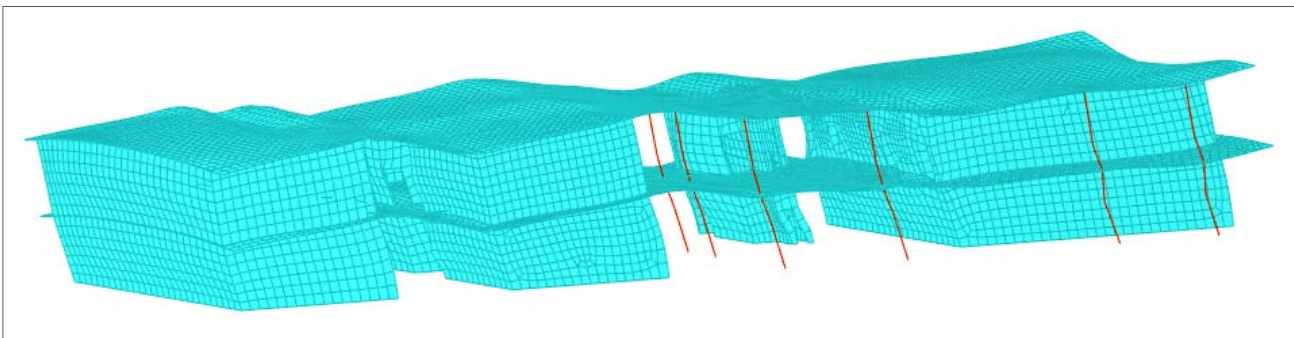
Livello	Cont.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano 2	SLV 8	-1289.12	5024.57	-42133.7	39.01	-240.37	-3532.26	-1328.13	5264.94	-38601.44
Piano 2	SLV 9	1289.12	-5024.57	-42154.1	31.72	-238.08	-3532.31	1257.4	-4786.49	-38621.79
Piano 2	SLV 10	1289.12	-5024.57	-42154.1	31.72	-238.08	-3532.31	1257.4	-4786.49	-38621.79
Piano 2	SLV 11	1252.49	5022.34	-42138.46	31.56	-240.85	-3531.37	1220.93	5263.19	-38607.09
Piano 2	SLV 12	1252.49	5022.34	-42138.46	31.56	-240.85	-3531.37	1220.93	5263.19	-38607.09
Piano 2	SLV 13	4241.5	-1510.75	-42154.18	22.97	-239.6	-3530.95	4218.53	-1271.14	-38623.24
Piano 2	SLV 14	4241.5	-1510.75	-42154.18	22.97	-239.6	-3530.95	4218.53	-1271.14	-38623.24
Piano 2	SLV 15	4230.51	1503.33	-42149.49	22.92	-240.43	-3530.66	4207.59	1743.76	-38618.83
Piano 2	SLV 16	4230.51	1503.33	-42149.49	22.92	-240.43	-3530.66	4207.59	1743.76	-38618.83

La somma del taglio minimo alla base dei pilastri ai vari livelli in combinazione SLV1 è pari allo 0,2%; il restante 99,8 % taglio minimo totale alla base è assorbito dalle pareti in C.A. Pertanto viene confermata la scelta di qualificare l'edificio come una "struttura a pareti" come previsto dalle NTC08 al § 7.4.3.1.

10.1.5 Modi di vibrare modello 1

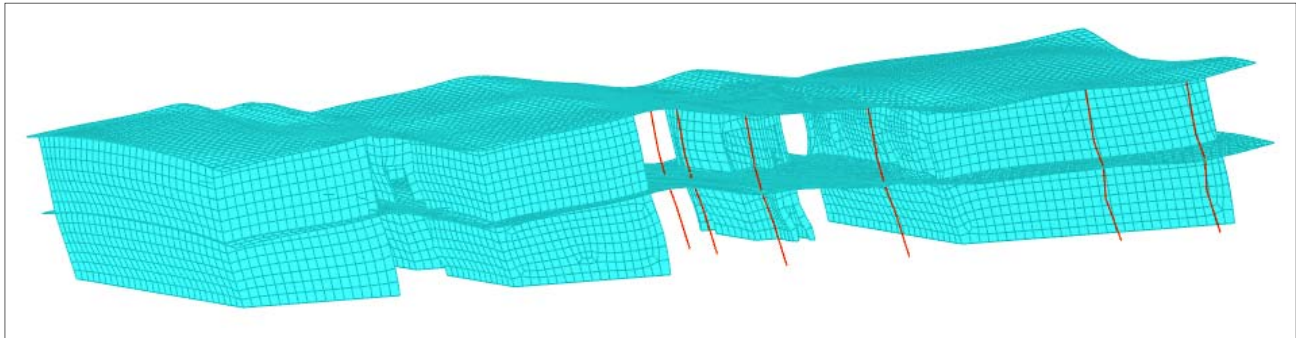


Primo modo di vibrare



Secondo modo di vibrare

UNILO_AE_G_C_0011
41/195



Terzo modo di vibrare

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Z	Massa rot. Z
1	0.118388928	0.40223792	0.000000568	0	0.000000314	0.47349949	0.249257295
2	0.09149092	0.001602152	0.896130219	0	0.966329952	0.001509064	0.416057226
3	0.086736627	0.498530933	0.002807663	0	0.003309137	0.487281812	0.234779604

10.1.6 Spostamenti d'Interpiano massimi modello 1

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb. n.b.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			X	Y	X	Y	
	X	Y	Z		Z							
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000058	SLO 1	0.00001	-0.00001	-0.00032	-0.00007	si
7580	-171.104	222.631	5.5	15422	11.225	0.000045	SLO 1	-0.00007	0.00002	-0.00029	-0.00011	si
7245	-175.516	203.091	5.5	14410	11.225	0.000039	SLO 1	-0.00003	-0.00004	-0.00026	-0.00005	si
373	-192.927	226.802	0	7674	5.5	0.000037	SLO 1	0	0	-0.0002	0.00001	si
7697	-175.516	226.802	5.5	15643	11.225	0.000031	SLO 1	-0.00011	-0.00001	-0.00026	-0.00011	si
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000058	SLO 2	0.00001	-0.00001	-0.00032	-0.00007	si
7580	-171.104	222.631	5.5	15422	11.225	0.000045	SLO 2	-0.00007	0.00002	-0.00029	-0.00011	si
7245	-175.516	203.091	5.5	14410	11.225	0.000039	SLO 2	-0.00003	-0.00004	-0.00026	-0.00005	si
373	-192.927	226.802	0	7674	5.5	0.000037	SLO 2	0	0	-0.0002	0.00001	si
7697	-175.516	226.802	5.5	15643	11.225	0.000031	SLO 2	-0.00011	-0.00001	-0.00026	-0.00011	si
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000055	SLO 3	-0.00001	0.00007	-0.00032	0.00006	si
373	-192.927	226.802	0	7674	5.5	0.000041	SLO 3	0	0	-0.00021	0.00008	si
7245	-175.516	203.091	5.5	14410	11.225	0.00004	SLO 3	-0.00004	0.00004	-0.00026	0.00009	si
7580	-171.104	222.631	5.5	15422	11.225	0.000038	SLO 3	-0.00009	0.00009	-0.00029	0.00002	si
6679	-171.102	195.581	5.5	13912	11.225	0.000035	SLO 3	-0.00012	0	-0.00025	0.00015	si
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000055	SLO 4	-0.00001	0.00007	-0.00032	0.00006	si
373	-192.927	226.802	0	7674	5.5	0.000041	SLO 4	0	0	-0.00021	0.00008	si
7245	-175.516	203.091	5.5	14410	11.225	0.00004	SLO 4	-0.00004	0.00004	-0.00026	0.00009	si
7580	-171.104	222.631	5.5	15422	11.225	0.000038	SLO 4	-0.00009	0.00009	-0.00029	0.00002	si
6679	-171.102	195.581	5.5	13912	11.225	0.000035	SLO 4	-0.00012	0	-0.00025	0.00015	si
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000049	SLO 5	0.00024	-0.00011	-0.00002	-0.00022	si



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.		n.b.	X	Y	X	Y	
	X	Y	Z		Z							
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000049	SLO 5	0	0	0.00024	-0.00011	si
7580	-171.104	222.631	5.5	15422	11.225	0.000044	SLO 5	0.00015	-0.00003	-0.00002	-0.00022	si
272	-171.102	195.581	0	6679	5.5	0.000035	SLO 5	0	0	0	-0.00019	si
241	-171.102	184.948	0	5884	5.5	0.00003	SLO 5	0	0	-0.00001	-0.00016	si
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000049	SLO 6	0.00024	-0.00011	-0.00002	-0.00022	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000049	SLO 6	0	0	0.00024	-0.00011	si
7580	-171.104	222.631	5.5	15422	11.225	0.000044	SLO 6	0.00015	-0.00003	-0.00002	-0.00022	si
272	-171.102	195.581	0	6679	5.5	0.000035	SLO 6	0	0	0	-0.00019	si
241	-171.102	184.948	0	5884	5.5	0.00003	SLO 6	0	0	-0.00001	-0.00016	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000044	SLO 7	0	0	0.00019	0.00015	si
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000042	SLO 7	0.00019	0.00015	-0.00003	0.00023	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000041	SLO 7	0	0	0.00008	0.00021	si
286	-183.716	195.787	0	6726	5.5	0.000035	SLO 7	0	0	-0.00001	0.00019	si
3107	-171.127	137.702	5.5	10724	11.225	0.000035	SLO 7	-0.00003	0.00013	-0.00012	0.00031	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000044	SLO 8	0	0	0.00019	0.00015	si
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000042	SLO 8	0.00019	0.00015	-0.00003	0.00023	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000041	SLO 8	0	0	0.00008	0.00021	si
286	-183.716	195.787	0	6726	5.5	0.000035	SLO 8	0	0	-0.00001	0.00019	si
3107	-171.127	137.702	5.5	10724	11.225	0.000035	SLO 8	-0.00003	0.00013	-0.00012	0.00031	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000081	SLO 9	0	0	0.00043	-0.00012	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000056	SLO 9	0	0	0.00031	0	si
6536	-183.716	193.937	5.5	13763	11.225	0.000038	SLO 9	0.00007	-0.00016	0.00027	-0.00023	si
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000037	SLO 9	0.00043	-0.00012	0.00023	-0.0002	si
241	-171.102	184.948	0	5884	5.5	0.000037	SLO 9	0	0	0.0001	-0.00018	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000081	SLO 10	0	0	0.00043	-0.00012	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000056	SLO 10	0	0	0.00031	0	si
6536	-183.716	193.937	5.5	13763	11.225	0.000038	SLO 10	0.00007	-0.00016	0.00027	-0.00023	si
7445	-171.104	214.005	5.5	14961	11.225	0.000037	SLO 10	0.00043	-0.00012	0.00023	-0.0002	si
241	-171.102	184.948	0	5884	5.5	0.000037	SLO 10	0	0	0.0001	-0.00018	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000073	SLO 11	0	0	0.00037	0.00014	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000061	SLO 11	0	0	0.00024	0.00024	si
6536	-183.716	193.937	5.5	13763	11.225	0.000045	SLO 11	0.00006	0.00015	0.00028	0.00027	si
7220	-192.927	203.091	5.5	14387	11.225	0.000042	SLO 11	0.00004	0.00012	0.00024	0.00024	si
6353	-185.766	191.986	5.5	13596	11.225	0.000041	SLO 11	0.00006	0.00013	0.00025	0.00028	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000073	SLO 12	0	0	0.00037	0.00014	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000061	SLO 12	0	0	0.00024	0.00024	si



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb .	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			X	Y	X	Y	
	X	Y	Z		Z							
6536	-183.716	193.937	5.5	13763	11.225	0.000045	SLO 12	0.00006	0.00015	0.00028	0.00027	si
7220	-192.927	203.091	5.5	14387	11.225	0.000042	SLO 12	0.00004	0.00012	0.00024	0.00024	si
6353	-185.766	191.986	5.5	13596	11.225	0.000041	SLO 12	0.00006	0.00013	0.00025	0.00028	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000115	SLO 13	0	0	0.00063	-0.00004	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000088	SLO 13	0	0	0.00047	0.00011	si
7220	-192.927	203.091	5.5	14387	11.225	0.000061	SLO 13	0.00014	-0.00006	0.00049	-0.00001	si
6536	-183.716	193.937	5.5	13763	11.225	0.00006	SLO 13	0.00017	-0.00006	0.00052	-0.00005	si
6726	-183.716	195.787	5.5	13935	11.225	0.000059	SLO 13	0.00017	-0.00003	0.00051	-0.00002	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000115	SLO 14	0	0	0.00063	-0.00004	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000088	SLO 14	0	0	0.00047	0.00011	si
7220	-192.927	203.091	5.5	14387	11.225	0.000061	SLO 14	0.00014	-0.00006	0.00049	-0.00001	si
6536	-183.716	193.937	5.5	13763	11.225	0.00006	SLO 14	0.00017	-0.00006	0.00052	-0.00005	si
6726	-183.716	195.787	5.5	13935	11.225	0.000059	SLO 14	0.00017	-0.00003	0.00051	-0.00002	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000111	SLO 15	0	0	0.00061	0.00004	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000089	SLO 15	0	0	0.00045	0.00018	si
7220	-192.927	203.091	5.5	14387	11.225	0.000064	SLO 15	0.00014	0.00001	0.00049	0.00011	si
6536	-183.716	193.937	5.5	13763	11.225	0.000063	SLO 15	0.00017	0.00003	0.00052	0.0001	si
6726	-183.716	195.787	5.5	13935	11.225	0.00006	SLO 15	0.00018	0.00007	0.00051	0.00013	si
338	-171.104	214.005	0	7445	5.5	0.000111	SLO 16	0	0	0.00061	0.00004	si
362	-171.104	222.631	0	7580	5.5	0.000089	SLO 16	0	0	0.00045	0.00018	si
7220	-192.927	203.091	5.5	14387	11.225	0.000064	SLO 16	0.00014	0.00001	0.00049	0.00011	si
6536	-183.716	193.937	5.5	13763	11.225	0.000063	SLO 16	0.00017	0.00003	0.00052	0.0001	si
6726	-183.716	195.787	5.5	13935	11.225	0.00006	SLO 16	0.00018	0.00007	0.00051	0.00013	si



10.2 RISULTATI DI CALCOLO SU MODELLO 2

10.2.1 Descrizione strutturale modello 2

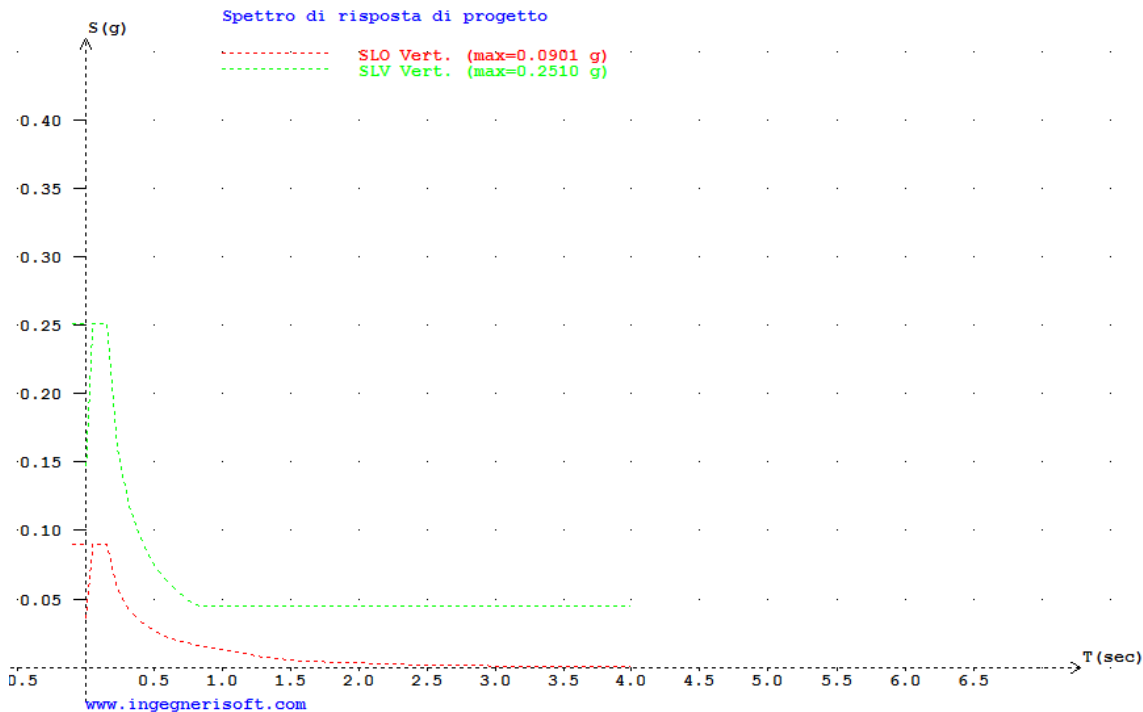
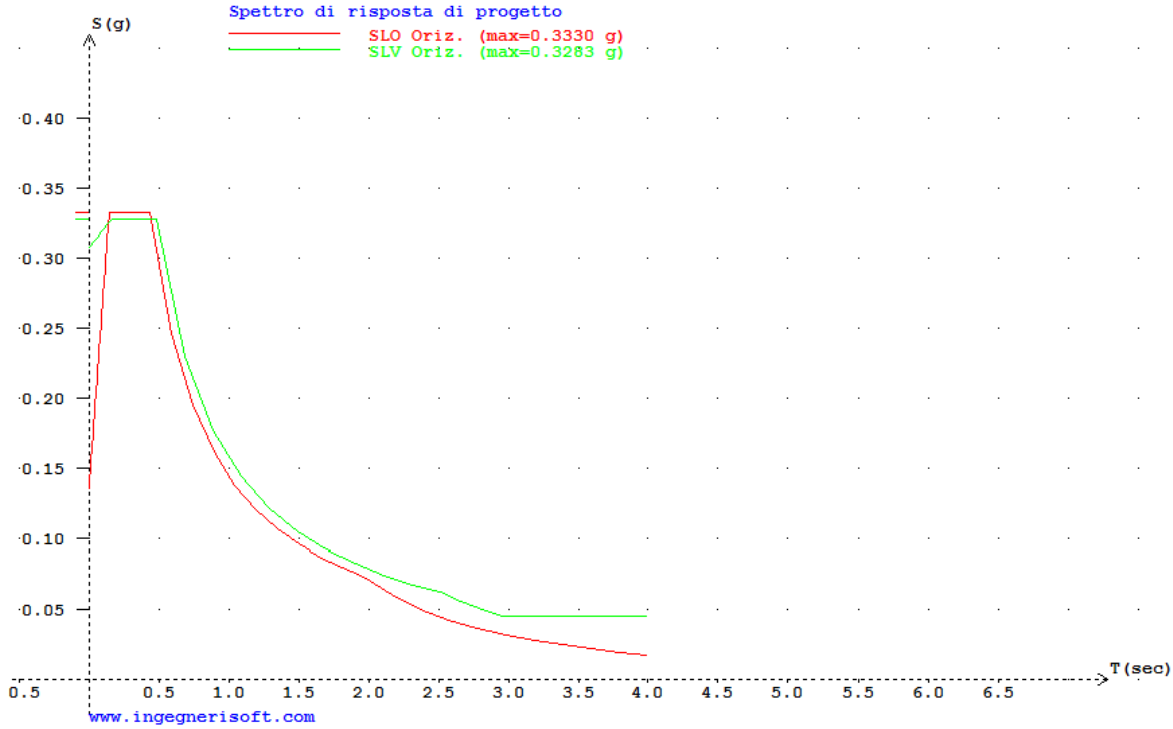
L'edificio è costituito da tre piani fuoriterra con altezza massima all'estradosso in copertura pari a +15.61 m circa. Dal punto di vista del design strutturale, è caratterizzato dalla presenza di 3 orizzontamenti in soletta piena in calcestruzzo armato di spessore variabile da 350 a 600 mm sulla base della luce massima da coprire. Le solette piene sono sostenute da un sistema combinato di pilastri, di dimensioni 250x800 mm, e pareti in calcestruzzo armato di spessore variabile da 300-350 mm. Dal punto di vista sismico, i pilastri risultano essere degli elementi sismici secondari rispetto alle pareti, come descritto al punto 7.4.3.1 della normativa Italiana, "la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale". Di conseguenza si è optati nella scelta di un fattore di struttura q_0 pari a 3 con classe di duttilità della struttura CD "B" come previsto dalla norma al § 7.4.3.2. L'edificio, in accordo al § 7.2.2 delle norme tecniche sulle costruzioni, risulta essere non regolare in pianta e in altezza in quanto gli elementi resistenti verticali non si estendono per tutta l'altezza della costruzione. Pertanto, come previsto dalle Norme tecniche per le Costruzioni al § 7.3.1, si è andato a moltiplicare il fattore di struttura q_0 con un coefficiente riduttivo K_R posto pari a 0,8, il quale tiene conto della non regolarità in altezza della struttura. Di conseguenza il fattore di struttura di progetto è stato assunto pari a 2,4.

10.2.2 Dati di input sismici

Risposta sismica locale					
Categoria di sottosuolo	C	info	$S_S = 1,500$	$C_C = 1,635$	info
Categoria topografica	T1	info	$h/H = 1,000$	$S_T = 1,000$	info
<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>					
Compon. orizzontale					
<input type="radio"/> Spettro di progetto elastico (SLE)	Smorzamento ξ (%)	5	$\eta = 1,000$	info	
<input checked="" type="radio"/> Spettro di progetto inelastico (SLU)	Fattore q_0	3	Regol. in altezza	no	info
Compon. verticale					
Spettro di progetto	Fattore q	1,5	$\eta = 0,667$	info	



10.2.3 Spettri di risposta di progetto





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



10.2.4 Tagli ai livelli SLV

Livello	Cont.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
Nome	n.br.	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	SLV 1	13845.41	-1335.41	-155568.9	-226.57	-144.25	-40519.88	-13618.84	-1191.16	-115049.02
Fondazione	SLV 2	13845.41	-1335.41	-155568.9	-226.57	-144.25	-40519.88	-13618.84	-1191.16	-115049.02
Fondazione	SLV 3	12865.75	7689.34	-156656.07	-243.08	-107.63	-40550.81	-12622.67	7796.97	-116105.26
Fondazione	SLV 4	12865.75	7689.34	-156656.07	-243.08	-107.63	-40550.81	-12622.67	7796.97	-116105.26
Fondazione	SLV 5	-5639.43	14088.17	-155109.3	-145.05	-197.21	-40481.25	-5494.38	-13890.96	-114628.05
Fondazione	SLV 6	-5639.43	14088.17	-155109.3	-145.05	-197.21	-40481.25	-5494.38	-13890.96	-114628.05
Fondazione	SLV 7	-2373.91	15994.35	-158733.22	-200.1	-75.13	-40584.36	-2173.81	16069.48	-118148.86
Fondazione	SLV 8	-2373.91	15994.35	-158733.22	-200.1	-75.13	-40584.36	-2173.81	16069.48	-118148.86
Fondazione	SLV 9	2373.91	15994.35	-155802.53	-91.7	-205.98	-40479.07	2465.61	-15788.37	-115323.46
Fondazione	SLV 10	2373.91	15994.35	-155802.53	-91.7	-205.98	-40479.07	2465.61	-15788.37	-115323.46
Fondazione	SLV 11	5639.43	14088.17	-159426.46	-146.74	-83.9	-40582.18	5786.17	14172.07	-118844.28
Fondazione	SLV 12	5639.43	14088.17	-159426.46	-146.74	-83.9	-40582.18	5786.17	14172.07	-118844.28
Fondazione	SLV 13	12865.75	-7689.34	-157879.68	-48.71	-173.48	-40512.62	12914.46	-7515.86	-117367.06
Fondazione	SLV 14	12865.75	-7689.34	-157879.68	-48.71	-173.48	-40512.62	12914.46	-7515.86	-117367.06
Fondazione	SLV 15	13845.41	1335.41	-158966.86	-65.22	-136.86	-40543.55	13910.63	1472.27	-118423.31
Fondazione	SLV 16	13845.41	1335.41	-158966.86	-65.22	-136.86	-40543.55	13910.63	1472.27	-118423.31
Piano 1	SLV 1	-12985.2	-1836.88	-148056.17	-192.68	-141.81	-40043.63	-12792.52	-1695.07	-108012.54
Piano 1	SLV 2	-12985.2	-1836.88	-148056.17	-192.68	-141.81	-40043.63	-12792.52	-1695.07	-108012.54
Piano 1	SLV 3	12729.34	6900.03	-149310.4	-204.76	-121.15	-40074.56	-12524.58	7021.17	-109235.84
Piano 1	SLV 4	12729.34	6900.03	-149310.4	-204.76	-121.15	-40074.56	-12524.58	7021.17	-109235.84
Piano 1	SLV 5	-4283.62	13802.04	-147601.17	-141.61	-172.27	-40005	-4142.02	-13629.76	-107596.17
Piano 1	SLV 6	-4283.62	13802.04	-147601.17	-141.61	-172.27	-40005	-4142.02	-13629.76	-107596.17
Piano 1	SLV 7	-3430.74	15320.98	-151781.93	-181.88	-103.39	-40108.11	-3248.86	15424.37	-111673.82
Piano 1	SLV 8	-3430.74	15320.98	-151781.93	-181.88	-103.39	-40108.11	-3248.86	15424.37	-111673.82
Piano 1	SLV 9	3430.74	15320.98	-148465.4	-109.92	-177.72	-40002.82	3540.65	-15143.26	-108462.58
Piano 1	SLV 10	3430.74	15320.98	-148465.4	-109.92	-177.72	-40002.82	3540.65	-15143.26	-108462.58
Piano 1	SLV 11	4283.62	13802.04	-152646.16	-150.19	-108.84	-40105.93	4433.81	13910.87	-112540.23
Piano 1	SLV 12	4283.62	13802.04	-152646.16	-150.19	-108.84	-40105.93	4433.81	13910.87	-112540.23



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Livello	Cont. n.br.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano 1	SLV 13	12729.34	-6900.03	-150936.93	-87.03	-159.96	-40036.37	12816.37	-6740.06	-110900.57
Piano 1	SLV 14	12729.34	-6900.03	-150936.93	-87.03	-159.96	-40036.37	12816.37	-6740.06	-110900.57
Piano 1	SLV 15	12985.2	1836.88	-152191.16	-99.12	-139.3	-40067.3	13084.32	1976.18	-112123.86
Piano 1	SLV 16	12985.2	1836.88	-152191.16	-99.12	-139.3	-40067.3	13084.32	1976.18	-112123.86
Piano 1 bis	SLV 1	-9994.47	-888.77	-85549.24	-239.34	-258	-27488.22	-9755.13	-630.77	-58061.02
Piano 1 bis	SLV 2	-9994.47	-888.77	-85549.24	-239.34	-258	-27488.22	-9755.13	-630.77	-58061.02
Piano 1 bis	SLV 3	-9615.29	4451.17	-85662.53	-252.46	-197.81	-27534.47	-9362.83	4648.98	-58128.06
Piano 1 bis	SLV 4	-9615.29	4451.17	-85662.53	-252.46	-197.81	-27534.47	-9362.83	4648.98	-58128.06
Piano 1 bis	SLV 5	-3573.43	-8365.54	-86014.84	-144.59	-389.6	-27447.32	-3428.84	-7975.94	-58567.52
Piano 1 bis	SLV 6	-3573.43	-8365.54	-86014.84	-144.59	-389.6	-27447.32	-3428.84	-7975.94	-58567.52
Piano 1 bis	SLV 7	-2309.5	9434.26	-86392.47	-188.33	-188.98	-27601.46	-2121.17	9623.24	-58791.01
Piano 1 bis	SLV 8	-2309.5	9434.26	-86392.47	-188.33	-188.98	-27601.46	-2121.17	9623.24	-58791.01
Piano 1 bis	SLV 9	2309.5	-9434.26	-86527.22	-76.5	-442.21	-27458.5	2386	-8992.05	-59068.72
Piano 1 bis	SLV 10	2309.5	-9434.26	-86527.22	-76.5	-442.21	-27458.5	2386	-8992.05	-59068.72
Piano 1 bis	SLV 11	3573.43	8365.54	-86904.85	-120.24	-241.59	-27612.65	3693.67	8607.13	-59292.2
Piano 1 bis	SLV 12	3573.43	8365.54	-86904.85	-120.24	-241.59	-27612.65	3693.67	8607.13	-59292.2
Piano 1 bis	SLV 13	9615.29	-4451.17	-87257.16	-12.36	-433.38	-27525.5	9627.66	-4017.79	-59731.66
Piano 1 bis	SLV 14	9615.29	-4451.17	-87257.16	-12.36	-433.38	-27525.5	9627.66	-4017.79	-59731.66
Piano 1 bis	SLV 15	9994.47	888.77	-87370.45	-25.49	-373.19	-27571.74	10019.96	1261.97	-59798.71
Piano 1 bis	SLV 16	9994.47	888.77	-87370.45	-25.49	-373.19	-27571.74	10019.96	1261.97	-59798.71
Piano 2	SLV 1	-9338.58	-561.53	-83192.7	-206.98	-266.14	-27173.22	-9131.6	-295.39	-56019.48
Piano 2	SLV 2	-9338.58	-561.53	-83192.7	-206.98	-266.14	-27173.22	-9131.6	-295.39	-56019.48
Piano 2	SLV 3	-9258.31	4520.96	-83274.3	-220.79	-231.44	-27219.47	-9037.52	4752.39	-56054.84
Piano 2	SLV 4	-9258.31	4520.96	-83274.3	-220.79	-231.44	-27219.47	-9037.52	4752.39	-56054.84
Piano 2	SLV 5	-2923.32	-7876.91	-83239.47	-133.82	-353.39	-27132.32	-2789.49	-7523.51	-56107.16
Piano 2	SLV 6	-2923.32	-7876.91	-83239.47	-133.82	-353.39	-27132.32	-2789.49	-7523.51	-56107.16
Piano 2	SLV 7	-2655.75	9064.73	-83511.48	-179.89	-237.71	-27286.46	-2475.86	9302.45	-56225.01
Piano 2	SLV 8	-2655.75	9064.73	-83511.48	-179.89	-237.71	-27286.46	-2475.86	9302.45	-56225.01
Piano 2	SLV 9	2655.75	-9064.73	-83361.16	-84.94	-393.48	-27143.5	2740.69	-8671.25	-56217.66

UNILO_AE_G_C_0011
48/195



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE

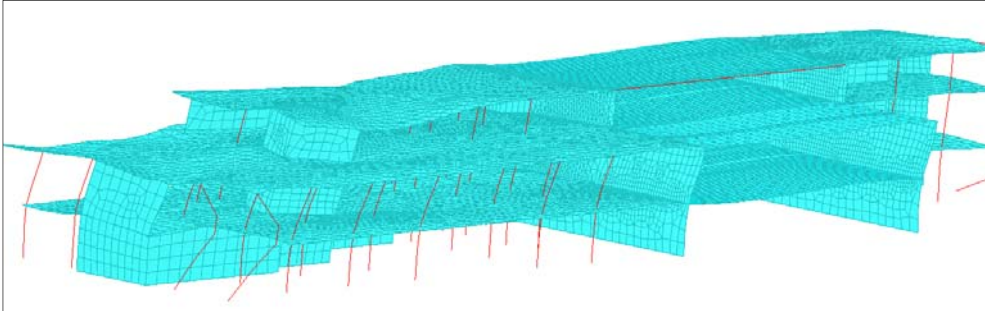


Livello	Cont.	Totale			Aste verticali			Pareti		
Nome	n.br.	F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano 2	SLV 10	2655.75	-9064.73	-83361.16	-84.94	-393.48	-27143.5	2740.69	-8671.25	-56217.66
Piano 2	SLV 11	2923.32	7876.91	-83633.17	-131	-277.8	-27297.65	3054.32	8154.7	-56335.52
Piano 2	SLV 12	2923.32	7876.91	-83633.17	-131	-277.8	-27297.65	3054.32	8154.7	-56335.52
Piano 2	SLV 13	9258.31	-4520.96	-83598.34	-44.03	-399.76	-27210.5	9302.34	-4121.2	-56387.84
Piano 2	SLV 14	9258.31	-4520.96	-83598.34	-44.03	-399.76	-27210.5	9302.34	-4121.2	-56387.84
Piano 2	SLV 15	9338.58	561.53	-83679.94	-57.85	-365.05	-27256.74	9396.43	926.59	-56423.2
Piano 2	SLV 16	9338.58	561.53	-83679.94	-57.85	-365.05	-27256.74	9396.43	926.59	-56423.2
Piano 3	SLV 1	-3638.85	-107.32	-27589.63	-46.59	-158.33	-6624.26	-3592.26	51.02	-20965.37
Piano 3	SLV 2	-3638.85	-107.32	-27589.63	-46.59	-158.33	-6624.26	-3592.26	51.02	-20965.37
Piano 3	SLV 3	-3550.23	1654.49	-27608.79	-54.55	-144.54	-6640.22	-3495.68	1799.03	-20968.58
Piano 3	SLV 4	-3550.23	1654.49	-27608.79	-54.55	-144.54	-6640.22	-3495.68	1799.03	-20968.58
Piano 3	SLV 5	-1226.06	-2704.27	-27690.7	-26.56	-184.85	-6620.49	-1199.51	-2519.42	-21070.21
Piano 3	SLV 6	-1226.06	-2704.27	-27690.7	-26.56	-184.85	-6620.49	-1199.51	-2519.42	-21070.21
Piano 3	SLV 7	-930.66	3168.42	-27754.59	-53.1	-138.87	-6673.68	-877.56	3307.3	-21080.91
Piano 3	SLV 8	-930.66	3168.42	-27754.59	-53.1	-138.87	-6673.68	-877.56	3307.3	-21080.91
Piano 3	SLV 9	930.66	-3168.42	-27796.5	-17.35	-193.79	-6633.22	948.01	-2974.64	-21163.28
Piano 3	SLV 10	930.66	-3168.42	-27796.5	-17.35	-193.79	-6633.22	948.01	-2974.64	-21163.28
Piano 3	SLV 11	1226.06	2704.27	-27860.39	-43.89	-147.81	-6686.41	1269.96	2852.08	-21173.98
Piano 3	SLV 12	1226.06	2704.27	-27860.39	-43.89	-147.81	-6686.41	1269.96	2852.08	-21173.98
Piano 3	SLV 13	3550.23	-1654.49	-27942.29	-15.9	-188.12	-6666.68	3566.13	-1466.37	-21275.61
Piano 3	SLV 14	3550.23	-1654.49	-27942.29	-15.9	-188.12	-6666.68	3566.13	-1466.37	-21275.61
Piano 3	SLV 15	3638.85	107.32	-27961.46	-23.86	-174.33	-6682.64	3662.71	281.64	-21278.82
Piano 3	SLV 16	3638.85	107.32	-27961.46	-23.86	-174.33	-6682.64	3662.71	281.64	-21278.82

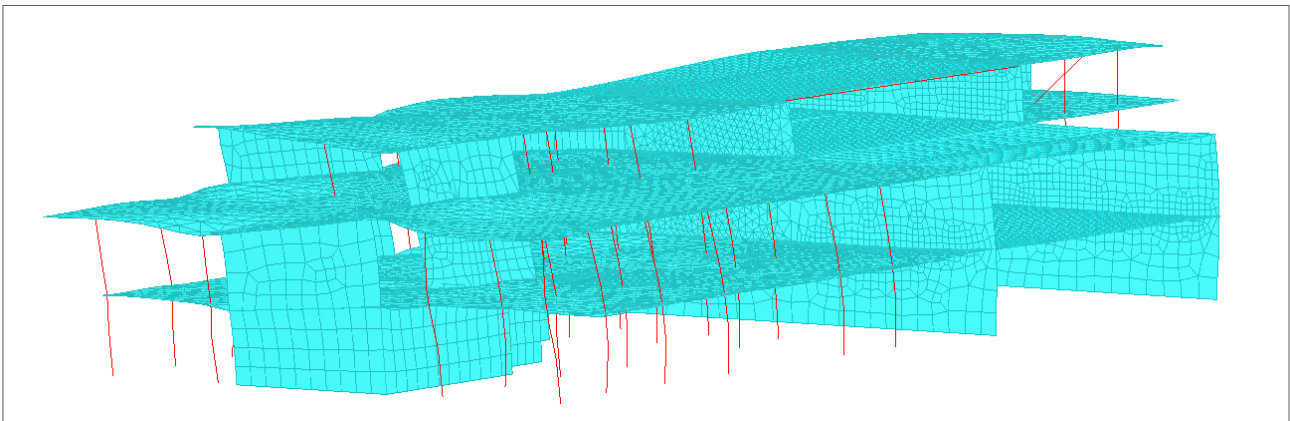
La somma del taglio minimo alla base dei pilastri ai vari livelli in combinazione SLV varia dal 0,2% al 0,8 %; il taglio minimo totale alla base agente sulle pareti in C.A. varia dall'98,5 % al 99,6 %. Pertanto viene confermata la scelta di qualificare l'edificio come una "struttura a pareti" come previsto dalle NTC08 al § 7.4.3.1.



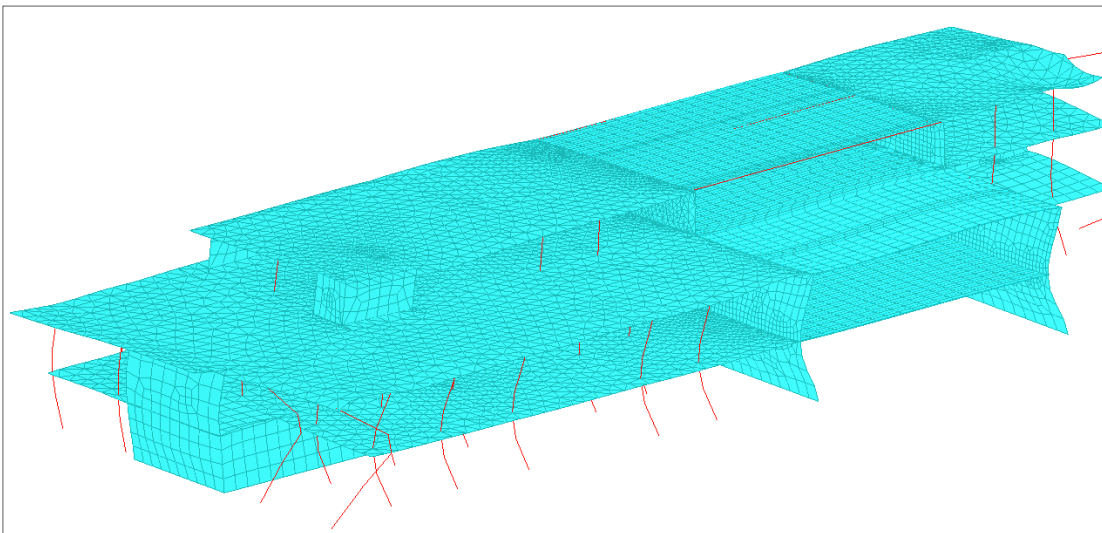
10.2.5 Modi di vibrare modello 2



Primo modo di vibrare



Secondo modo di vibrare



Terzo modo di vibrare

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Z	Massa rot. Z
1	0.262757394	0.073517669	0.309645831	0	0.405709467	0.107999233	0.010347837
2	0.170867258	0.605750566	0.191262474	0	0.2299493	0.7423029	0.775145202
3	0.127085297	0.166210293	0.30663459	0	0.330991309	0.131276302	0.018619187



10.2.6 Spostamenti d'Interpiano massimi modello 2

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			N.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
11209	-115.107	200.988	11.225	16827	15.075	0.000574	SLO 1	-0.00126	-0.00165	-0.00079	0.00051	si
3388	-115.082	195.856	5.5	10659	11.225	0.000358	SLO 1	-0.00093	0.00028	-0.00128	-0.00174	si
3920	-115.107	200.988	5.5	11209	11.225	0.000347	SLO 1	-0.0006	0.00023	-0.00126	-0.00165	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000241	SLO 1	-0.00032	0.00017	-0.00144	0.00098	si
7	-115.082	187.272	0	2633	5.5	0.000241	SLO 1	0	0	-0.001	-0.00088	si
11209	-115.107	200.988	11.225	16827	15.075	0.000574	SLO 2	-0.00126	-0.00165	-0.00079	0.00051	si
3388	-115.082	195.856	5.5	10659	11.225	0.000358	SLO 2	-0.00093	0.00028	-0.00128	-0.00174	si
3920	-115.107	200.988	5.5	11209	11.225	0.000347	SLO 2	-0.0006	0.00023	-0.00126	-0.00165	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000241	SLO 2	-0.00032	0.00017	-0.00144	0.00098	si
7	-115.082	187.272	0	2633	5.5	0.000241	SLO 2	0	0	-0.001	-0.00088	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.000887	SLO 3	-0.00031	0.00027	-0.00276	0.00472	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.000786	SLO 3	-0.00058	0.00049	-0.0034	0.004	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.000772	SLO 3	-0.00036	0.00039	-0.0016	0.00463	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.000742	SLO 3	-0.00036	0.00046	-0.00274	0.00398	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000734	SLO 3	-0.00052	0.00044	-0.00091	0.00462	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.000887	SLO 4	-0.00031	0.00027	-0.00276	0.00472	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.000786	SLO 4	-0.00058	0.00049	-0.0034	0.004	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.000772	SLO 4	-0.00036	0.00039	-0.0016	0.00463	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.000742	SLO 4	-0.00036	0.00046	-0.00274	0.00398	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000734	SLO 4	-0.00052	0.00044	-0.00091	0.00462	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.000963	SLO 5	-0.00037	-0.00036	0.00206	-0.00531	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.000941	SLO 5	-0.00068	-0.00048	0.00274	-0.00465	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000903	SLO 5	0.0002	-0.00036	-0.00111	-0.00537	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.000883	SLO 5	0.00015	-0.00033	0.00072	-0.00535	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.000851	SLO 5	-0.00042	-0.00046	0.00205	-0.00465	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.000963	SLO 6	-0.00037	-0.00036	0.00206	-0.00531	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.000941	SLO 6	-0.00068	-0.00048	0.00274	-0.00465	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000903	SLO 6	0.0002	-0.00036	-0.00111	-0.00537	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.000883	SLO 6	0.00015	-0.00033	0.00072	-0.00535	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.000851	SLO 6	-0.00042	-0.00046	0.00205	-0.00465	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.00127	SLO 7	0.00017	0.00038	-0.00309	0.00688	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.001172	SLO 7	0.00022	0.00066	-0.00403	0.00585	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.001111	SLO 7	-0.00032	0.00049	-0.00126	0.00678	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.001105	SLO 7	-0.00045	0.00055	0.00066	0.00677	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.001072	SLO 7	0.00016	0.00062	-0.00307	0.00583	si



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			N.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.00127	SLO 8	0.00017	0.00038	-0.00309	0.00688	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.001172	SLO 8	0.00022	0.00066	-0.00403	0.00585	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.001111	SLO 8	-0.00032	0.00049	-0.00126	0.00678	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.001105	SLO 8	-0.00045	0.00055	0.00066	0.00677	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.001072	SLO 8	0.00016	0.00062	-0.00307	0.00583	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.001304	SLO 9	-0.00013	-0.00049	0.00331	-0.00711	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.001244	SLO 9	-0.00026	-0.00067	0.00423	-0.00621	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.001185	SLO 9	0.00033	-0.00049	0.00161	-0.00715	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.001163	SLO 9	0.00046	-0.00055	-0.00029	-0.00716	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.001144	SLO 9	-0.00015	-0.00064	0.00331	-0.00621	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.001304	SLO 10	-0.00013	-0.00049	0.00331	-0.00711	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.001244	SLO 10	-0.00026	-0.00067	0.00423	-0.00621	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.001185	SLO 10	0.00033	-0.00049	0.00161	-0.00715	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.001163	SLO 10	0.00046	-0.00055	-0.00029	-0.00716	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.001144	SLO 10	-0.00015	-0.00064	0.00331	-0.00621	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.000928	SLO 11	0.00041	0.00025	-0.00183	0.00507	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.000869	SLO 11	0.00064	0.00046	-0.00253	0.00429	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000857	SLO 11	-0.00019	0.00036	0.00148	0.00498	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.000813	SLO 11	-0.00013	0.00033	-0.00038	0.00498	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.000779	SLO 11	0.00044	0.00043	-0.00181	0.00428	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.000928	SLO 12	0.00041	0.00025	-0.00183	0.00507	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.000869	SLO 12	0.00064	0.00046	-0.00253	0.00429	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000857	SLO 12	-0.00019	0.00036	0.00148	0.00498	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.000813	SLO 12	-0.00013	0.00033	-0.00038	0.00498	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.000779	SLO 12	0.00044	0.00043	-0.00181	0.00428	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.000923	SLO 13	0.00035	-0.00038	0.00298	-0.00495	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.000858	SLO 13	0.00054	-0.00051	0.0036	-0.00435	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.000851	SLO 13	0.00038	-0.00039	0.00195	-0.005	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.000815	SLO 13	0.00038	-0.00049	0.00298	-0.00436	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000809	SLO 13	0.00054	-0.00044	0.00129	-0.00501	si
3358	-171.102	195.581	5.5	10628	11.225	0.000923	SLO 14	0.00035	-0.00038	0.00298	-0.00495	si
2630	-162.951	187.272	5.5	9905	11.225	0.000858	SLO 14	0.00054	-0.00051	0.0036	-0.00435	si
6404	-171.104	214.005	5.5	13677	11.225	0.000851	SLO 14	0.00038	-0.00039	0.00195	-0.005	si
3359	-162.952	195.581	5.5	10629	11.225	0.000815	SLO 14	0.00038	-0.00049	0.00298	-0.00436	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000809	SLO 14	0.00054	-0.00044	0.00129	-0.00501	si
11209	-115.107	200.988	11.225	16827	15.075	0.000635	SLO 15	0.0012	0.00123	0.00197	-0.00109	si



Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			N.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000333	SLO 15	0.00034	-0.00017	0.00182	-0.00137	si
3388	-115.082	195.856	5.5	10659	11.225	0.000329	SLO 15	0.00089	-0.00046	0.00134	0.00136	si
3920	-115.107	200.988	5.5	11209	11.225	0.000311	SLO 15	0.00057	-0.00044	0.0012	0.00123	si
8036	-162.952	222.631	5.5	15541	11.225	0.00031	SLO 15	0.00036	-0.00015	0.00177	-0.00123	si
11209	-115.107	200.988	11.225	16827	15.075	0.000635	SLO 16	0.0012	0.00123	0.00197	-0.00109	si
8035	-171.104	222.631	5.5	15540	11.225	0.000333	SLO 16	0.00034	-0.00017	0.00182	-0.00137	si
3388	-115.082	195.856	5.5	10659	11.225	0.000329	SLO 16	0.00089	-0.00046	0.00134	0.00136	si
3920	-115.107	200.988	5.5	11209	11.225	0.000311	SLO 16	0.00057	-0.00044	0.0012	0.00123	si
8036	-162.952	222.631	5.5	15541	11.225	0.00031	SLO 16	0.00036	-0.00015	0.00177	-0.00123	si

10.3 RISULTATI DI CALCOLO SU MODELLO 3

10.3.1 Descrizione strutturale modello 3

L'edificio è costituito da 4 piani fuoriterra con altezza massima all'estradosso in copertura pari a +15.61 m circa. Dal punto di vista del design strutturale, è caratterizzato dalla presenza di quattro orizzontamenti in soletta piena in calcestruzzo armato di spessore variabile pari a 350 mm. Le solette piene sono sostenute da un sistema combinato di pilastri, di dimensioni 250x800 mm, e pareti in calcestruzzo armato di spessore pari a 300 mm. Dal punto di vista sismico, i pilastri risultano essere degli elementi sismici secondari rispetto alle pareti, come descritto al punto 7.4.3.1 della normativa Italiana, "la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale". Di conseguenza si è optati nella scelta di un fattore di struttura q_0 pari a 3 con classe di duttilità della struttura CD "B" come previsto dalla norma al § 7.4.3.2. L'edificio, in accordo al § 7.2.2 delle norme tecniche sulle costruzioni, risulta essere regolare in pianta e in altezza.

10.3.2 Dati di input sismici

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_s = 1,418$ $C_0 = 1,574$ info

Categoria topografica info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1,000$ info

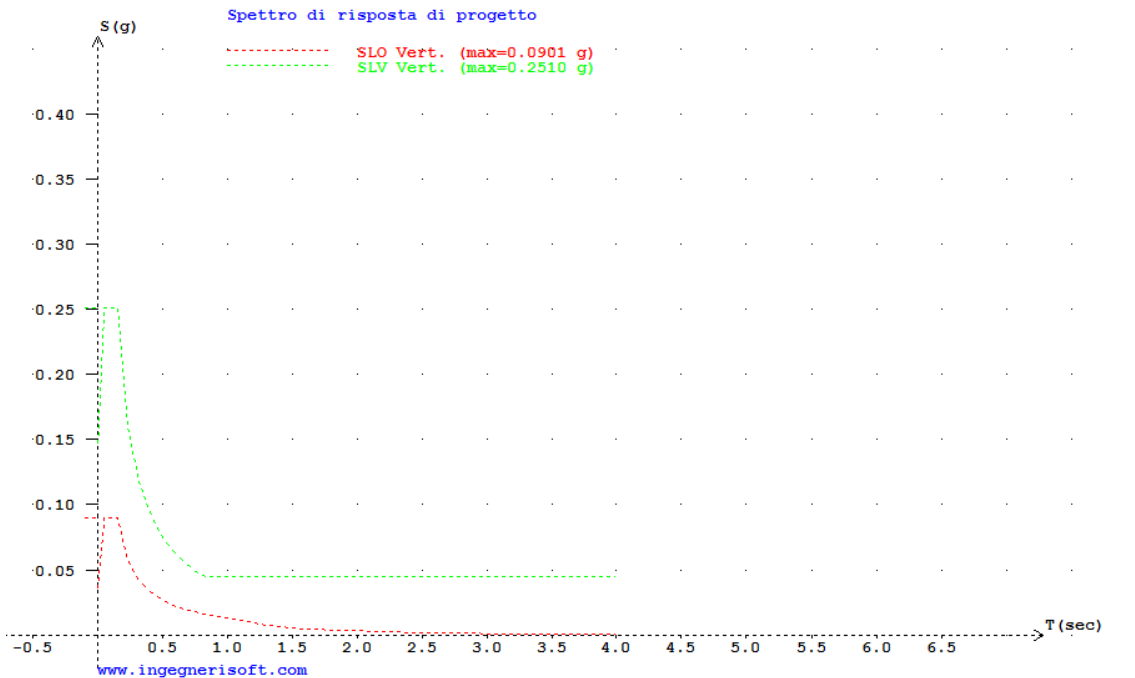
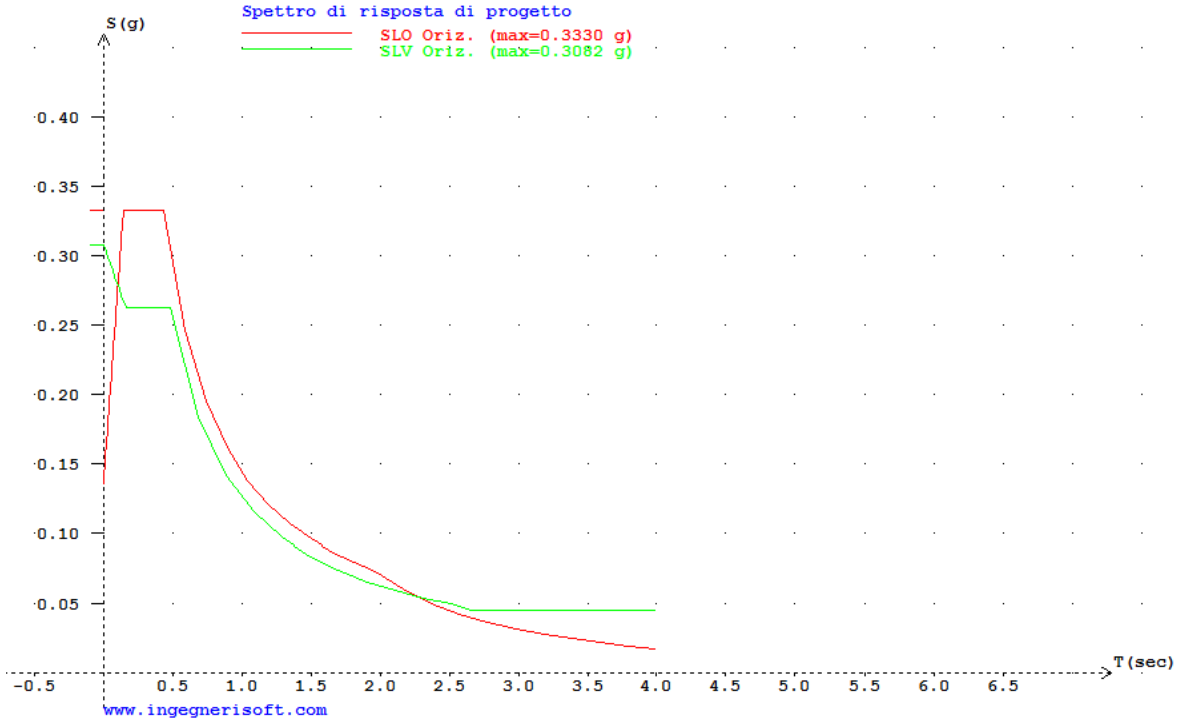
Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 0,667$ info



10.3.3 Spettri di risposta di progetto





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



10.3.4 Tagli ai livelli

Livello	Cont.	Totale			Aste verticali			Pareti		
Nome	n.br.	F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	SLV 1	-25091.3	-9530.77	-134261.41	-1382.91	-355.25	-91103.56	-23708.39	-9175.52	-43157.84
Fondazione	SLV 2	-25091.3	-9530.77	-134261.41	-1382.91	-355.25	-91103.56	-23708.39	-9175.52	-43157.84
Fondazione	SLV 3	-25020.26	9835.24	-134335.13	-1441.34	198.53	-91187.22	-23578.92	9636.7	-43147.91
Fondazione	SLV 4	-25020.26	9835.24	-134335.13	-1441.34	198.53	-91187.22	-23578.92	9636.7	-43147.91
Fondazione	SLV 5	-7635.14	-32231	-134133.86	-319.74	-1031.72	-90702.75	-7315.39	-31199.28	-43431.11
Fondazione	SLV 6	-7635.14	-32231	-134133.86	-319.74	-1031.72	-90702.75	-7315.39	-31199.28	-43431.11
Fondazione	SLV 7	-7398.33	32322.34	-134379.6	-514.51	814.21	-90981.61	-6883.82	31508.13	-43397.99
Fondazione	SLV 8	-7398.33	32322.34	-134379.6	-514.51	814.21	-90981.61	-6883.82	31508.13	-43397.99
Fondazione	SLV 9	7398.33	32322.34	-134098.26	533.11	-1057.77	-90442.86	6865.22	-31264.57	-43655.4
Fondazione	SLV 10	7398.33	32322.34	-134098.26	533.11	-1057.77	-90442.86	6865.22	-31264.57	-43655.4
Fondazione	SLV 11	7635.14	32231	-134344	338.35	788.16	-90721.72	7296.79	31442.84	-43622.28
Fondazione	SLV 12	7635.14	32231	-134344	338.35	788.16	-90721.72	7296.79	31442.84	-43622.28
Fondazione	SLV 13	25020.26	-9835.24	-134142.73	1459.95	-442.09	-90237.25	23560.31	-9393.15	-43905.48
Fondazione	SLV 14	25020.26	-9835.24	-134142.73	1459.95	-442.09	-90237.25	23560.31	-9393.15	-43905.48
Fondazione	SLV 15	25091.3	9530.77	-134216.46	1401.52	111.69	-90320.91	23689.78	9419.08	-43895.55
Fondazione	SLV 16	25091.3	9530.77	-134216.46	1401.52	111.69	-90320.91	23689.78	9419.08	-43895.55
Piano 1	SLV 1	-22539.58	-7139.71	-100646.43	-924.62	-209.56	-67577.73	-21614.96	-6930.15	-33068.7
Piano 1	SLV 2	-22539.58	-7139.71	-100646.43	-924.62	-209.56	-67577.73	-21614.96	-6930.15	-33068.7
Piano 1	SLV 3	-22474.05	7364.02	-100629.93	-926.79	-11.61	-67657.4	-21547.26	7375.63	-32972.53
Piano 1	SLV 4	-22474.05	7364.02	-100629.93	-926.79	-11.61	-67657.4	-21547.26	7375.63	-32972.53
Piano 1	SLV 5	-6861.26	24139.24	-100655.64	-262.6	-452.77	-67235.82	-6598.66	-23686.47	-33419.82
Piano 1	SLV 6	-6861.26	24139.24	-100655.64	-262.6	-452.77	-67235.82	-6598.66	-23686.47	-33419.82
Piano 1	SLV 7	-6642.83	24206.53	-100600.66	-269.83	207.05	-67501.4	-6373	23999.48	-33099.26
Piano 1	SLV 8	-6642.83	24206.53	-100600.66	-269.83	207.05	-67501.4	-6373	23999.48	-33099.26
Piano 1	SLV 9	6642.83	24206.53	-100647.04	302.68	-463.29	-67022.43	6340.14	-23743.24	-33624.61
Piano 1	SLV 10	6642.83	24206.53	-100647.04	302.68	-463.29	-67022.43	6340.14	-23743.24	-33624.61
Piano 1	SLV 11	6861.26	24139.24	-100592.06	295.45	196.53	-67288.01	6565.81	23942.7	-33304.05
Piano 1	SLV 12	6861.26	24139.24	-100592.06	295.45	196.53	-67288.01	6565.81	23942.7	-33304.05



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Livello	Cont. n.br.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano 1	SLV 13	22474.05	-7364.02	-100617.77	959.65	-244.62	-66866.43	21514.4	-7119.4	-33751.34
Piano 1	SLV 14	22474.05	-7364.02	-100617.77	959.65	-244.62	-66866.43	21514.4	-7119.4	-33751.34
Piano 1	SLV 15	22539.58	7139.71	-100601.27	957.48	-46.67	-66946.1	21582.1	7186.39	-33655.17
Piano 1	SLV 16	22539.58	7139.71	-100601.27	957.48	-46.67	-66946.1	21582.1	7186.39	-33655.17
Piano 1 bis	SLV 1	-22192.44	-6931.2	-97935.49	-887.04	-173.55	-67019.73	-21305.4	-6757.66	-30915.76
Piano 1 bis	SLV 2	-22192.44	-6931.2	-97935.49	-887.04	-173.55	-67019.73	-21305.4	-6757.66	-30915.76
Piano 1 bis	SLV 3	-22112.33	7203.28	-97954.57	-889.21	-48.69	-67099.4	-21223.12	7251.98	-30855.17
Piano 1 bis	SLV 4	-22112.33	7203.28	-97954.57	-889.21	-48.69	-67099.4	-21223.12	7251.98	-30855.17
Piano 1 bis	SLV 5	-6779.23	23516.66	-97974.15	-251.32	-331.1	-66677.82	-6527.91	-23185.56	-31296.33
Piano 1 bis	SLV 6	-6779.23	23516.66	-97974.15	-251.32	-331.1	-66677.82	-6527.91	-23185.56	-31296.33
Piano 1 bis	SLV 7	-6512.2	23598.29	-98037.74	-258.56	85.07	-66943.4	-6253.65	23513.22	-31094.34
Piano 1 bis	SLV 8	-6512.2	23598.29	-98037.74	-258.56	85.07	-66943.4	-6253.65	23513.22	-31094.34
Piano 1 bis	SLV 9	6512.2	23598.29	-98026.37	291.41	-341.3	-66464.43	6220.79	-23256.99	-31561.94
Piano 1 bis	SLV 10	6512.2	23598.29	-98026.37	291.41	-341.3	-66464.43	6220.79	-23256.99	-31561.94
Piano 1 bis	SLV 11	6779.23	23516.66	-98089.96	284.17	74.87	-66730.01	6495.05	23441.79	-31359.95
Piano 1 bis	SLV 12	6779.23	23516.66	-98089.96	284.17	74.87	-66730.01	6495.05	23441.79	-31359.95
Piano 1 bis	SLV 13	22112.33	-7203.28	-98109.55	922.06	-207.54	-66308.43	21190.27	-6995.75	-31801.12
Piano 1 bis	SLV 14	22112.33	-7203.28	-98109.55	922.06	-207.54	-66308.43	21190.27	-6995.75	-31801.12
Piano 1 bis	SLV 15	22192.44	6931.2	-98128.62	919.89	-82.69	-66388.1	21272.54	7013.89	-31740.52
Piano 1 bis	SLV 16	22192.44	6931.2	-98128.62	919.89	-82.69	-66388.1	21272.54	7013.89	-31740.52
Piano 2	SLV 1	-17960.24	-4614.05	-66006.33	-1184.61	-228.3	-44159.51	-16775.64	-4385.74	-21846.82
Piano 2	SLV 2	-17960.24	-4614.05	-66006.33	-1184.61	-228.3	-44159.51	-16775.64	-4385.74	-21846.82
Piano 2	SLV 3	-17883.08	4841.69	-66020.36	-1182.85	17.92	-44215.29	-16700.23	4823.77	-21805.07
Piano 2	SLV 4	-17883.08	4841.69	-66020.36	-1182.85	17.92	-44215.29	-16700.23	4823.77	-21805.07
Piano 2	SLV 5	-5505.1	15725.41	-65937.44	-344.04	-530.28	-43925.26	-5161.06	-15195.13	-22012.18
Piano 2	SLV 6	-5505.1	15725.41	-65937.44	-344.04	-530.28	-43925.26	-5161.06	-15195.13	-22012.18
Piano 2	SLV 7	-5247.9	15793.7	-65984.2	-338.19	290.47	-44111.2	-4909.71	15503.23	-21873
Piano 2	SLV 8	-5247.9	15793.7	-65984.2	-338.19	290.47	-44111.2	-4909.71	15503.23	-21873
Piano 2	SLV 9	5247.9	-15793.7	-65892.42	378.19	-542.89	-43780.26	4869.7	-15250.82	-22112.16

UNILO_AE_G_C_0011
56/195



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE

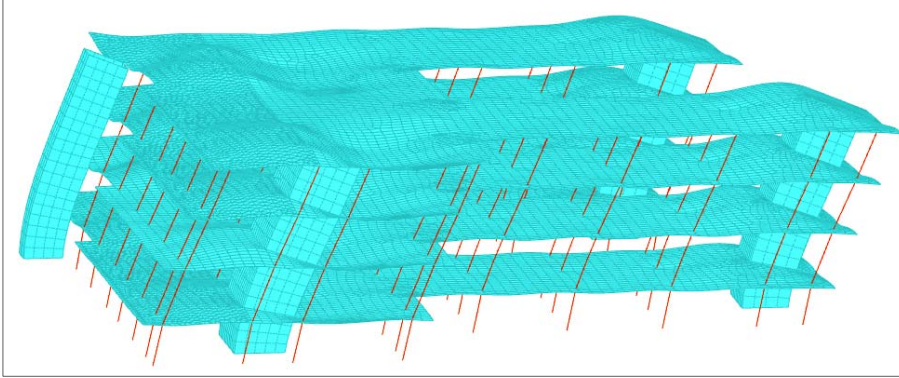


Livello	Cont.	Totale			Aste verticali			Pareti		
Nome	n.br.	F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano 2	SLV 10	5247.9	-15793.7	-65892.42	378.19	-542.89	-43780.26	4869.7	-15250.82	-22112.16
Piano 2	SLV 11	5505.1	15725.41	-65939.18	384.05	277.86	-43966.2	5121.05	15447.55	-21972.98
Piano 2	SLV 12	5505.1	15725.41	-65939.18	384.05	277.86	-43966.2	5121.05	15447.55	-21972.98
Piano 2	SLV 13	17883.08	-4841.69	-65856.26	1222.85	-270.34	-43676.17	16660.23	-4571.35	-22180.09
Piano 2	SLV 14	17883.08	-4841.69	-65856.26	1222.85	-270.34	-43676.17	16660.23	-4571.35	-22180.09
Piano 2	SLV 15	17960.24	4614.05	-65870.29	1224.61	-24.11	-43731.96	16735.63	4638.16	-22138.34
Piano 2	SLV 16	17960.24	4614.05	-65870.29	1224.61	-24.11	-43731.96	16735.63	4638.16	-22138.34
Piano 3	SLV 1	-10333.39	-2194.98	-31633.53	-1351.65	-276.8	-21075.19	-8981.74	-1918.18	-10558.34
Piano 3	SLV 2	-10333.39	-2194.98	-31633.53	-1351.65	-276.8	-21075.19	-8981.74	-1918.18	-10558.34
Piano 3	SLV 3	-10298.52	2296.5	-31638.75	-1344.89	-16.69	-21099.82	-8953.63	2313.19	-10538.93
Piano 3	SLV 4	-10298.52	2296.5	-31638.75	-1344.89	-16.69	-21099.82	-8953.63	2313.19	-10538.93
Piano 3	SLV 5	-3152.91	-7470.57	-31603.4	-383.06	-595.94	-20972.02	-2769.85	-6874.63	-10631.38
Piano 3	SLV 6	-3152.91	-7470.57	-31603.4	-383.06	-595.94	-20972.02	-2769.85	-6874.63	-10631.38
Piano 3	SLV 7	-3036.66	7501.03	-31620.82	-360.5	271.09	-21054.13	-2676.16	7229.94	-10566.69
Piano 3	SLV 8	-3036.66	7501.03	-31620.82	-360.5	271.09	-21054.13	-2676.16	7229.94	-10566.69
Piano 3	SLV 9	3036.66	-7501.03	-31582.8	453.93	-609.39	-20908.23	2582.74	-6891.64	-10674.57
Piano 3	SLV 10	3036.66	-7501.03	-31582.8	453.93	-609.39	-20908.23	2582.74	-6891.64	-10674.57
Piano 3	SLV 11	3152.91	7470.57	-31600.23	476.49	257.65	-20990.34	2676.43	7212.93	-10609.89
Piano 3	SLV 12	3152.91	7470.57	-31600.23	476.49	257.65	-20990.34	2676.43	7212.93	-10609.89
Piano 3	SLV 13	10298.52	-2296.5	-31564.88	1438.31	-321.61	-20862.54	8860.21	-1974.89	-10702.33
Piano 3	SLV 14	10298.52	-2296.5	-31564.88	1438.31	-321.61	-20862.54	8860.21	-1974.89	-10702.33
Piano 3	SLV 15	10333.39	2194.98	-31570.1	1445.08	-61.5	-20887.17	8888.32	2256.48	-10682.93
Piano 3	SLV 16	10333.39	2194.98	-31570.1	1445.08	-61.5	-20887.17	8888.32	2256.48	-10682.93

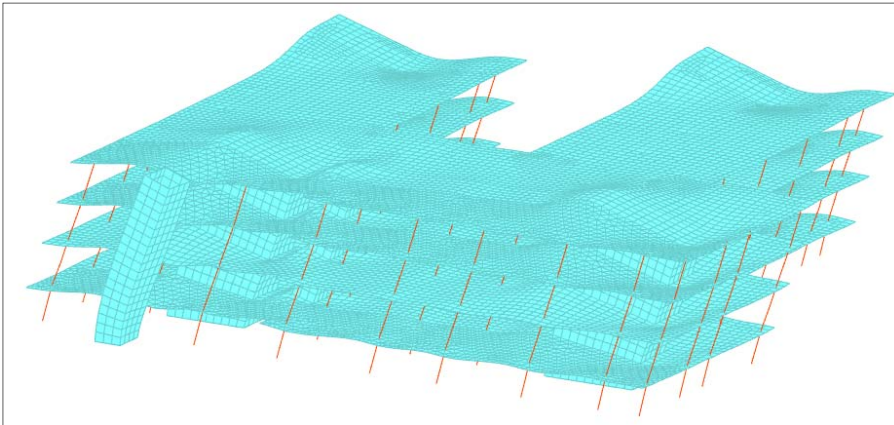
La somma del taglio minimo alla base dei pilastri ai vari livelli in combinazione SLV varia dal 1,3% al 7,1 %; il taglio minimo totale alla base agente sulle pareti in C.A. varia dall'86 % al 95,9 %. Pertanto viene confermata la scelta di qualificare l'edificio come una "struttura a pareti" come previsto dalle NTC08 al § 7.4.3.1.



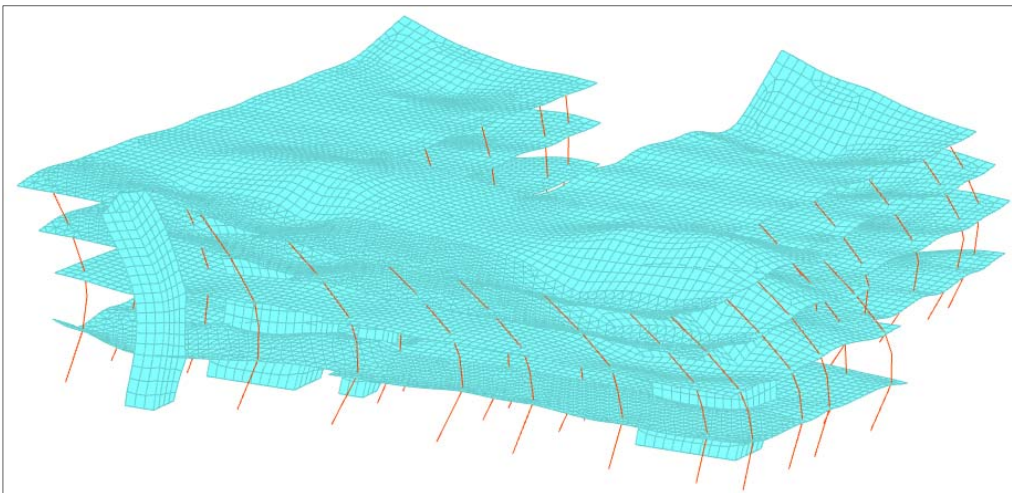
10.3.5 Modi di vibrare modello 3



Primo modo di vibrare



Secondo modo di vibrare



terzo modo di vibrare

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Z	Massa rot. Z
1	0.397728511	0.727136557	0.000028006	0	0.000035671	0.983793967	0.66439712
2	0.259436379	0.00000085	0.786508877	0	0.99361361	0.000014194	0.039405754
3	0.125845882	0.18569728	0.000017179	0	0.000357569	0.014941438	0.221674402



10.3.6 Spostamenti d'Interpiano massimi modello 3

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			n.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
6551	-14.819	175.247	7.375	11791	11.225	0.00118	SLO 1	-0.00578	-0.00125	-0.01022	-0.0022	si
6527	-18.418	174.972	7.375	11765	11.225	0.001176	SLO 1	-0.00578	-0.0012	-0.01022	-0.00207	si
5934	-47.097	163.187	7.375	11177	11.225	0.001171	SLO 1	-0.0062	-0.00082	-0.01069	-0.00124	si
5935	-55.517	163.187	7.375	11178	11.225	0.001168	SLO 1	-0.00618	-0.00059	-0.01067	-0.0009	si
6526	-25.619	174.972	7.375	11764	11.225	0.001168	SLO 1	-0.00579	-0.00115	-0.01022	-0.00188	si
6551	-14.819	175.247	7.375	11791	11.225	0.00118	SLO 2	-0.00578	-0.00125	-0.01022	-0.0022	si
6527	-18.418	174.972	7.375	11765	11.225	0.001176	SLO 2	-0.00578	-0.0012	-0.01022	-0.00207	si
5934	-47.097	163.187	7.375	11177	11.225	0.001171	SLO 2	-0.0062	-0.00082	-0.01069	-0.00124	si
5935	-55.517	163.187	7.375	11178	11.225	0.001168	SLO 2	-0.00618	-0.00059	-0.01067	-0.0009	si
6526	-25.619	174.972	7.375	11764	11.225	0.001168	SLO 2	-0.00579	-0.00115	-0.01022	-0.00188	si
5932	-66.247	163.187	7.375	11175	11.225	0.001158	SLO 3	-0.00601	0.0012	-0.01041	0.00191	si
5935	-55.517	163.187	7.375	11178	11.225	0.001157	SLO 3	-0.00597	0.00098	-0.01038	0.00158	si
5933	-59.367	163.187	7.375	11176	11.225	0.001157	SLO 3	-0.00598	0.00105	-0.01039	0.00169	si
5934	-47.097	163.187	7.375	11177	11.225	0.001154	SLO 3	-0.00597	0.00089	-0.01038	0.0014	si
6099	-66.247	167.299	7.375	11343	11.225	0.00115	SLO 3	-0.00592	0.0012	-0.01029	0.00191	si
5932	-66.247	163.187	7.375	11175	11.225	0.001158	SLO 4	-0.00601	0.0012	-0.01041	0.00191	si
5935	-55.517	163.187	7.375	11178	11.225	0.001157	SLO 4	-0.00597	0.00098	-0.01038	0.00158	si
5933	-59.367	163.187	7.375	11176	11.225	0.001157	SLO 4	-0.00598	0.00105	-0.01039	0.00169	si
5934	-47.097	163.187	7.375	11177	11.225	0.001154	SLO 4	-0.00597	0.00089	-0.01038	0.0014	si
6099	-66.247	167.299	7.375	11343	11.225	0.00115	SLO 4	-0.00592	0.0012	-0.01029	0.00191	si
6551	-14.819	175.247	7.375	11791	11.225	0.000592	SLO 5	-0.00158	-0.00249	-0.00303	-0.00425	si
6527	-18.418	174.972	7.375	11765	11.225	0.000587	SLO 5	-0.00158	-0.0026	-0.00302	-0.00434	si
12651	-14.843	183.419	11.225	17883	15.075	0.000585	SLO 5	-0.0032	-0.00417	-0.00462	-0.00592	si
12655	-18.393	183.419	11.225	17887	15.075	0.000585	SLO 5	-0.00321	-0.00429	-0.00464	-0.00602	si
7406	-14.843	183.419	7.375	12651	11.225	0.000585	SLO 5	-0.00178	-0.00242	-0.0032	-0.00417	si
6551	-14.819	175.247	7.375	11791	11.225	0.000592	SLO 6	-0.00158	-0.00249	-0.00303	-0.00425	si
6527	-18.418	174.972	7.375	11765	11.225	0.000587	SLO 6	-0.00158	-0.0026	-0.00302	-0.00434	si
12651	-14.843	183.419	11.225	17883	15.075	0.000585	SLO 6	-0.0032	-0.00417	-0.00462	-0.00592	si
12655	-18.393	183.419	11.225	17887	15.075	0.000585	SLO 6	-0.00321	-0.00429	-0.00464	-0.00602	si
7406	-14.843	183.419	7.375	12651	11.225	0.000585	SLO 6	-0.00178	-0.00242	-0.0032	-0.00417	si
8021	-66.247	190.047	7.375	13267	11.225	0.000544	SLO 7	-0.00173	0.00279	-0.00305	0.00442	si
8022	-59.367	190.047	7.375	13268	11.225	0.000537	SLO 7	-0.00173	0.00278	-0.00305	0.00438	si
5932	-66.247	163.187	7.375	11175	11.225	0.000535	SLO 7	-0.00166	0.00268	-0.00297	0.00428	si
6099	-66.247	167.299	7.375	11343	11.225	0.000535	SLO 7	-0.00165	0.00268	-0.00295	0.00428	si
8026	-55.517	190.047	7.375	13272	11.225	0.000533	SLO 7	-0.00173	0.00279	-0.00305	0.00436	si



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			n.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
8021	-66.247	190.047	7.375	13267	11.225	0.000544	SLO 8	-0.00173	0.00279	-0.00305	0.00442	si
8022	-59.367	190.047	7.375	13268	11.225	0.000537	SLO 8	-0.00173	0.00278	-0.00305	0.00438	si
5932	-66.247	163.187	7.375	11175	11.225	0.000535	SLO 8	-0.00166	0.00268	-0.00297	0.00428	si
6099	-66.247	167.299	7.375	11343	11.225	0.000535	SLO 8	-0.00165	0.00268	-0.00295	0.00428	si
8026	-55.517	190.047	7.375	13272	11.225	0.000533	SLO 8	-0.00173	0.00279	-0.00305	0.00436	si
9470	-66.572	212.956	7.375	14705	11.225	0.000529	SLO 9	0.00156	-0.00263	0.00279	-0.00425	si
9723	-66.572	215.456	7.375	14964	11.225	0.000529	SLO 9	0.00157	-0.00262	0.0028	-0.00424	si
8541	-47.097	199.297	7.375	13783	11.225	0.000523	SLO 9	0.00163	-0.00285	0.00284	-0.00446	si
10391	-66.247	222.631	7.375	15637	11.225	0.000523	SLO 9	0.0017	-0.00264	0.0029	-0.00426	si
8983	-47.097	207.557	7.375	14216	11.225	0.000523	SLO 9	0.00169	-0.00283	0.00291	-0.00443	si
9470	-66.572	212.956	7.375	14705	11.225	0.000529	SLO 10	0.00156	-0.00263	0.00279	-0.00425	si
9723	-66.572	215.456	7.375	14964	11.225	0.000529	SLO 10	0.00157	-0.00262	0.0028	-0.00424	si
8541	-47.097	199.297	7.375	13783	11.225	0.000523	SLO 10	0.00163	-0.00285	0.00284	-0.00446	si
10391	-66.247	222.631	7.375	15637	11.225	0.000523	SLO 10	0.0017	-0.00264	0.0029	-0.00426	si
8983	-47.097	207.557	7.375	14216	11.225	0.000523	SLO 10	0.00169	-0.00283	0.00291	-0.00443	si
5934	-47.097	163.187	7.375	11177	11.225	0.00051	SLO 11	0.002	0.00277	0.00328	0.00427	si
6100	-47.097	167.299	7.375	11344	11.225	0.000509	SLO 11	0.0019	0.00277	0.00316	0.00426	si
5935	-55.517	163.187	7.375	11178	11.225	0.000508	SLO 11	0.00196	0.00253	0.00323	0.00402	si
8024	-40.143	190.047	7.375	13270	11.225	0.000508	SLO 11	0.00171	0.00285	0.00297	0.00434	si
6130	-55.492	167.874	7.375	11370	11.225	0.000507	SLO 11	0.00185	0.0025	0.00312	0.00399	si
5934	-47.097	163.187	7.375	11177	11.225	0.00051	SLO 12	0.002	0.00277	0.00328	0.00427	si
6100	-47.097	167.299	7.375	11344	11.225	0.000509	SLO 12	0.0019	0.00277	0.00316	0.00426	si
5935	-55.517	163.187	7.375	11178	11.225	0.000508	SLO 12	0.00196	0.00253	0.00323	0.00402	si
8024	-40.143	190.047	7.375	13270	11.225	0.000508	SLO 12	0.00171	0.00285	0.00297	0.00434	si
6130	-55.492	167.874	7.375	11370	11.225	0.000507	SLO 12	0.00185	0.0025	0.00312	0.00399	si
6525	-32.943	174.972	7.375	11763	11.225	0.001092	SLO 13	0.00567	-0.00082	0.00985	-0.00135	si
6526	-25.619	174.972	7.375	11764	11.225	0.001091	SLO 13	0.00571	-0.00069	0.00989	-0.00117	si
6527	-18.418	174.972	7.375	11765	11.225	0.001091	SLO 13	0.00574	-0.00051	0.00992	-0.00089	si
6551	-14.819	175.247	7.375	11791	11.225	0.001089	SLO 13	0.00573	-0.0004	0.00991	-0.00072	si
6524	-40.143	174.972	7.375	11762	11.225	0.001086	SLO 13	0.00563	-0.00103	0.00978	-0.00155	si
6525	-32.943	174.972	7.375	11763	11.225	0.001092	SLO 14	0.00567	-0.00082	0.00985	-0.00135	si
6526	-25.619	174.972	7.375	11764	11.225	0.001091	SLO 14	0.00571	-0.00069	0.00989	-0.00117	si
6527	-18.418	174.972	7.375	11765	11.225	0.001091	SLO 14	0.00574	-0.00051	0.00992	-0.00089	si
6551	-14.819	175.247	7.375	11791	11.225	0.001089	SLO 14	0.00573	-0.0004	0.00991	-0.00072	si
6524	-40.143	174.972	7.375	11762	11.225	0.001086	SLO 14	0.00563	-0.00103	0.00978	-0.00155	si
6551	-14.819	175.247	7.375	11791	11.225	0.0011	SLO 15	0.00559	0.00092	0.00979	0.00148	si
6527	-18.418	174.972	7.375	11765	11.225	0.001099	SLO 15	0.00559	0.0009	0.00979	0.00142	si

UNILO_AE_G_C_0011
60/195



Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			n.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
5934	-47.097	163.187	7.375	11177	11.225	0.001097	SLO 15	0.00588	0.00072	0.01009	0.00107	si
5935	-55.517	163.187	7.375	11178	11.225	0.001095	SLO 15	0.00585	0.00056	0.01005	0.00087	si
6526	-25.619	174.972	7.375	11764	11.225	0.001095	SLO 15	0.0056	0.0009	0.00979	0.00134	si
6551	-14.819	175.247	7.375	11791	11.225	0.0011	SLO 16	0.00559	0.00092	0.00979	0.00148	si
6527	-18.418	174.972	7.375	11765	11.225	0.001099	SLO 16	0.00559	0.0009	0.00979	0.00142	si
5934	-47.097	163.187	7.375	11177	11.225	0.001097	SLO 16	0.00588	0.00072	0.01009	0.00107	si
5935	-55.517	163.187	7.375	11178	11.225	0.001095	SLO 16	0.00585	0.00056	0.01005	0.00087	si
6526	-25.619	174.972	7.375	11764	11.225	0.001095	SLO 16	0.0056	0.0009	0.00979	0.00134	si

10.4 RISULTATI DI CALCOLO SU MODELLO 4

10.4.1 Descrizione strutturale modello 4

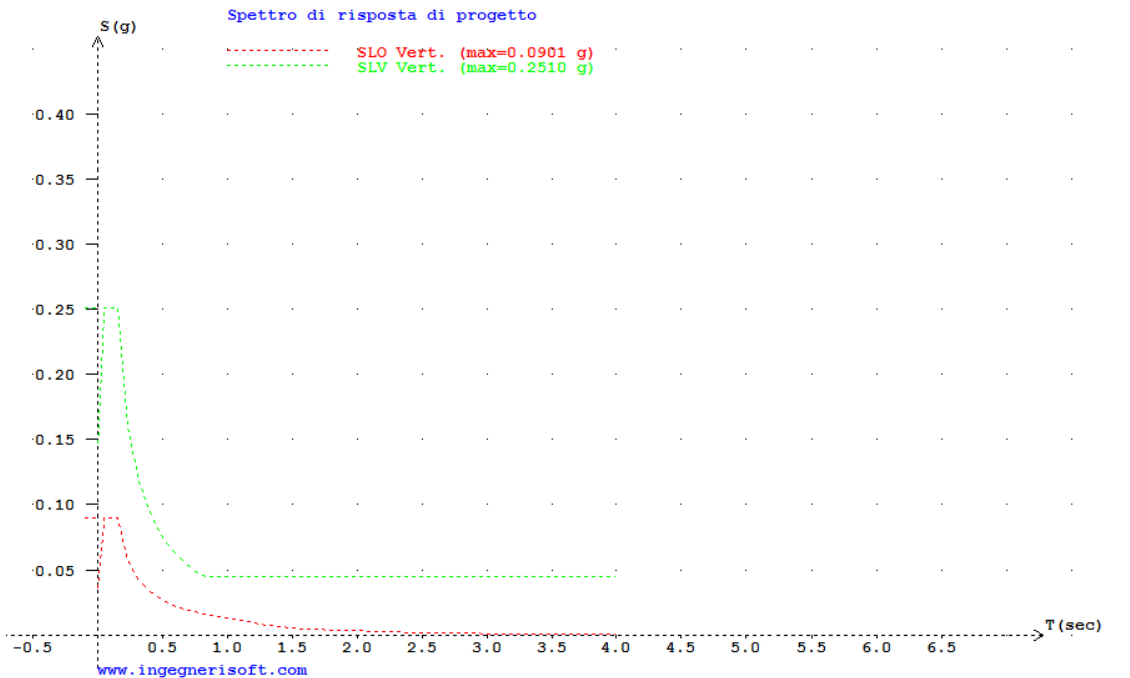
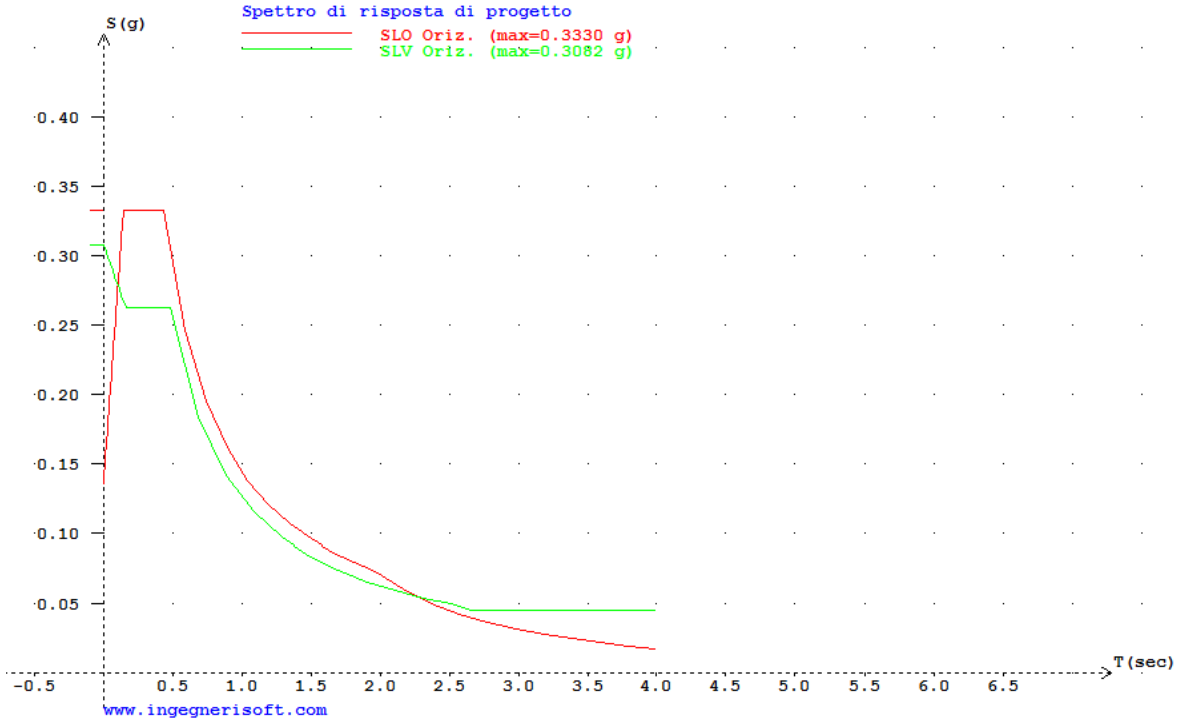
L'edificio è costituito da quattro piani fuoriterra con altezza massima all'estradosso in copertura pari a +15.61 m circa. Dal punto di vista del design strutturale, è caratterizzato dalla presenza di quattro orizzontamenti in soletta piena in calcestruzzo armato di spessore pari a 350 mm. Le solette piene sono sostenute da un sistema combinato di pilastri, di dimensioni 250x800 mm, e pareti in calcestruzzo armato di spessore pari a 300 mm. Dal punto di vista sismico, i pilastri risultano essere degli elementi sismici secondari rispetto alle pareti, come descritto al punto 7.4.3.1 della normativa Italiana, "la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale". Di conseguenza si è optati nella scelta di un fattore di struttura q_0 pari a 3 con classe di duttilità della struttura CD "B" come previsto dalla norma al § 7.4.3.2. L'edificio, in accordo al § 7.2.2 delle norme tecniche sulle costruzioni, risulta essere regolare in pianta e in altezza.

10.4.2 Dati di input sismici

Risposta sismica locale			
Categoria di sottosuolo	C	info	$S_S = 1,418$
Categoria topografica	T1	info	$C_C = 1,574$ info
			$h/H = 1,000$ info
			$S_T = 1,000$ info
<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>			
Compon. orizzontale			
<input type="radio"/> Spettro di progetto elastico (SLE)	Smorzamento ξ (%)	5	$\eta = 1,000$ info
<input checked="" type="radio"/> Spettro di progetto inelastico (SLU)	Fattore q_0	3	Regol. in altezza <input type="checkbox"/> si info
Compon. verticale			
Spettro di progetto	Fattore q	1,5	$\eta = 0,667$ info



10.4.3 Spettri di risposta di progetto





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



10.4.4 Tagli ai livelli SLV

Livello	Cont. Nome	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	SLV 1	-10182.45	-3152.01	-86120.31	70.1	-145.12	-8853.88	-10252.54	-3006.88	-77266.42
Fondazione	SLV 2	-10182.45	-3152.01	-86120.31	70.1	-145.12	-8853.88	-10252.54	-3006.88	-77266.42
Fondazione	SLV 3	-10183.2	3066.71	-86117.78	70.13	-133.96	-8855.89	-10253.33	3200.68	-77261.89
Fondazione	SLV 4	-10183.2	3066.71	-86117.78	70.13	-133.96	-8855.89	-10253.33	3200.68	-77261.89
Fondazione	SLV 5	-3053.59	-10377.33	-86122.74	84.86	-157.78	-8851.14	-3138.45	-10219.55	-77271.6
Fondazione	SLV 6	-3053.59	-10377.33	-86122.74	84.86	-157.78	-8851.14	-3138.45	-10219.55	-77271.6
Fondazione	SLV 7	-3056.11	10351.74	-86114.33	84.96	-120.57	-8857.82	-3141.07	10472.31	-77256.5
Fondazione	SLV 8	-3056.11	10351.74	-86114.33	84.96	-120.57	-8857.82	-3141.07	10472.31	-77256.5
Fondazione	SLV 9	3056.11	-10351.74	-86122.31	97.55	-157.46	-8850.8	2958.56	-10194.28	-77271.51
Fondazione	SLV 10	3056.11	-10351.74	-86122.31	97.55	-157.46	-8850.8	2958.56	-10194.28	-77271.51
Fondazione	SLV 11	3053.59	10377.33	-86113.89	97.65	-120.25	-8857.48	2955.94	10497.58	-77256.41
Fondazione	SLV 12	3053.59	10377.33	-86113.89	97.65	-120.25	-8857.48	2955.94	10497.58	-77256.41
Fondazione	SLV 13	10183.2	-3066.71	-86118.86	112.38	-144.07	-8852.74	10070.82	-2922.65	-77266.12
Fondazione	SLV 14	10183.2	-3066.71	-86118.86	112.38	-144.07	-8852.74	10070.82	-2922.65	-77266.12
Fondazione	SLV 15	10182.45	3152.01	-86116.33	112.41	-132.9	-8854.74	10070.04	3284.91	-77261.59
Fondazione	SLV 16	10182.45	3152.01	-86116.33	112.41	-132.9	-8854.74	10070.04	3284.91	-77261.59
Piano 1	SLV 1	-9180.96	-2901.2	-79474.27	77.48	-141.8	-8742.76	-9258.44	-2759.4	-70731.51
Piano 1	SLV 2	-9180.96	-2901.2	-79474.27	77.48	-141.8	-8742.76	-9258.44	-2759.4	-70731.51
Piano 1	SLV 3	-9184.93	2846.39	-79484.23	77.54	-137.65	-8744.76	-9262.47	2984.05	-70739.47
Piano 1	SLV 4	-9184.93	2846.39	-79484.23	77.54	-137.65	-8744.76	-9262.47	2984.05	-70739.47
Piano 1	SLV 5	-2748.26	-9587.54	-79480.77	87.03	-146.13	-8740.02	-2835.29	-9441.41	-70740.75
Piano 1	SLV 6	-2748.26	-9587.54	-79480.77	87.03	-146.13	-8740.02	-2835.29	-9441.41	-70740.75
Piano 1	SLV 7	-2761.51	9571.1	-79514	87.23	-132.32	-8746.7	-2848.74	9703.42	-70767.3
Piano 1	SLV 8	-2761.51	9571.1	-79514	87.23	-132.32	-8746.7	-2848.74	9703.42	-70767.3
Piano 1	SLV 9	2761.51	-9571.1	-79496.32	95.28	-145.71	-8739.68	2666.23	-9425.39	-70756.64
Piano 1	SLV 10	2761.51	-9571.1	-79496.32	95.28	-145.71	-8739.68	2666.23	-9425.39	-70756.64
Piano 1	SLV 11	2748.26	9587.54	-79529.54	95.48	-131.89	-8746.36	2652.78	9719.43	-70783.18



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Livello	Cont. n.br.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano 1	SLV 12	2748.26	9587.54	-79529.54	95.48	-131.89	-8746.36	2652.78	9719.43	-70783.18
Piano 1	SLV 13	9184.93	-2846.39	-79526.08	104.97	-140.37	-8741.61	9079.96	-2706.02	-70784.46
Piano 1	SLV 14	9184.93	-2846.39	-79526.08	104.97	-140.37	-8741.61	9079.96	-2706.02	-70784.46
Piano 1	SLV 15	9180.96	2901.2	-79536.04	105.03	-136.23	-8743.62	9075.93	3037.43	-70792.43
Piano 1	SLV 16	9180.96	2901.2	-79536.04	105.03	-136.23	-8743.62	9075.93	3037.43	-70792.43
Piano 1 bis	SLV 1	-4828.34	-1490.22	-45473.18	27.91	-241.3	-3599.53	-4856.26	-1248.92	-41873.65
Piano 1 bis	SLV 2	-4828.34	-1490.22	-45473.18	27.91	-241.3	-3599.53	-4856.26	-1248.92	-41873.65
Piano 1 bis	SLV 3	-4831.08	1802.08	-45473.37	27.97	-235.16	-3599.25	-4859.05	2037.23	-41874.12
Piano 1 bis	SLV 4	-4831.08	1802.08	-45473.37	27.97	-235.16	-3599.25	-4859.05	2037.23	-41874.12
Piano 1 bis	SLV 5	-1444.35	-5440.39	-45446.68	33.04	-249.17	-3598.82	-1477.39	-5191.22	-41847.86
Piano 1 bis	SLV 6	-1444.35	-5440.39	-45446.68	33.04	-249.17	-3598.82	-1477.39	-5191.22	-41847.86
Piano 1 bis	SLV 7	-1453.48	5533.95	-45447.33	33.24	-228.69	-3597.88	-1486.71	5762.63	-41849.45
Piano 1 bis	SLV 8	-1453.48	5533.95	-45447.33	33.24	-228.69	-3597.88	-1486.71	5762.63	-41849.45
Piano 1 bis	SLV 9	1453.48	-5533.95	-45424.17	37.49	-249.77	-3597.94	1415.99	-5284.18	-41826.23
Piano 1 bis	SLV 10	1453.48	-5533.95	-45424.17	37.49	-249.77	-3597.94	1415.99	-5284.18	-41826.23
Piano 1 bis	SLV 11	1444.35	5440.39	-45424.82	37.69	-229.29	-3597	1406.66	5669.68	-41827.82
Piano 1 bis	SLV 12	1444.35	5440.39	-45424.82	37.69	-229.29	-3597	1406.66	5669.68	-41827.82
Piano 1 bis	SLV 13	4831.08	-1802.08	-45398.13	42.76	-243.3	-3596.57	4788.33	-1558.78	-41801.56
Piano 1 bis	SLV 14	4831.08	-1802.08	-45398.13	42.76	-243.3	-3596.57	4788.33	-1558.78	-41801.56
Piano 1 bis	SLV 15	4828.34	1490.22	-45398.32	42.82	-237.15	-3596.29	4785.53	1727.38	-41802.03
Piano 1 bis	SLV 16	4828.34	1490.22	-45398.32	42.82	-237.15	-3596.29	4785.53	1727.38	-41802.03
Piano 2	SLV 1	-4230.51	-1503.33	-42138.3	47.81	-238.02	-3533.91	-4278.32	-1265.31	-38604.4
Piano 2	SLV 2	-4230.51	-1503.33	-42138.3	47.81	-238.02	-3533.91	-4278.32	-1265.31	-38604.4
Piano 2	SLV 3	-4241.5	1510.75	-42133.61	47.76	-238.85	-3533.62	-4289.26	1749.59	-38599.99
Piano 2	SLV 4	-4241.5	1510.75	-42133.61	47.76	-238.85	-3533.62	-4289.26	1749.59	-38599.99
Piano 2	SLV 5	-1252.49	-5022.34	-42149.33	39.17	-237.6	-3533.2	-1291.65	-4784.74	-38616.13
Piano 2	SLV 6	-1252.49	-5022.34	-42149.33	39.17	-237.6	-3533.2	-1291.65	-4784.74	-38616.13
Piano 2	SLV 7	-1289.12	5024.57	-42133.7	39.01	-240.37	-3532.26	-1328.13	5264.94	-38601.44

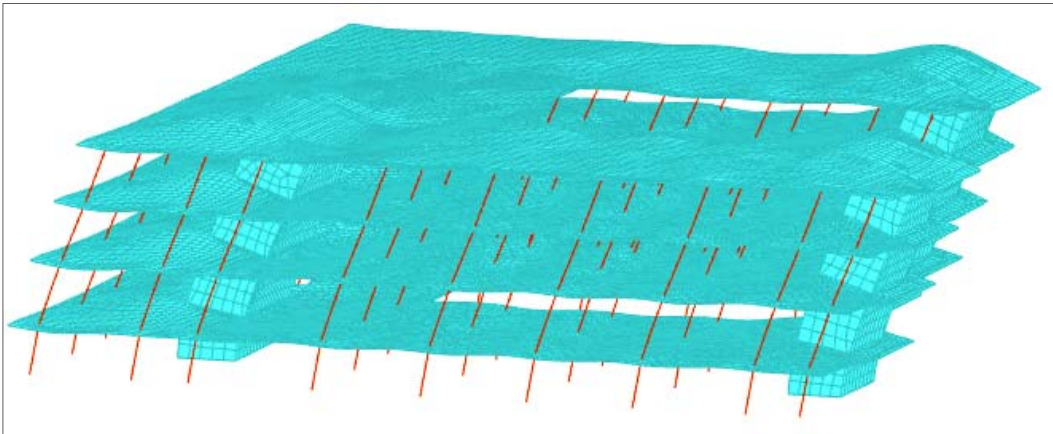
UNILO_AE_G_C_0011
64/195



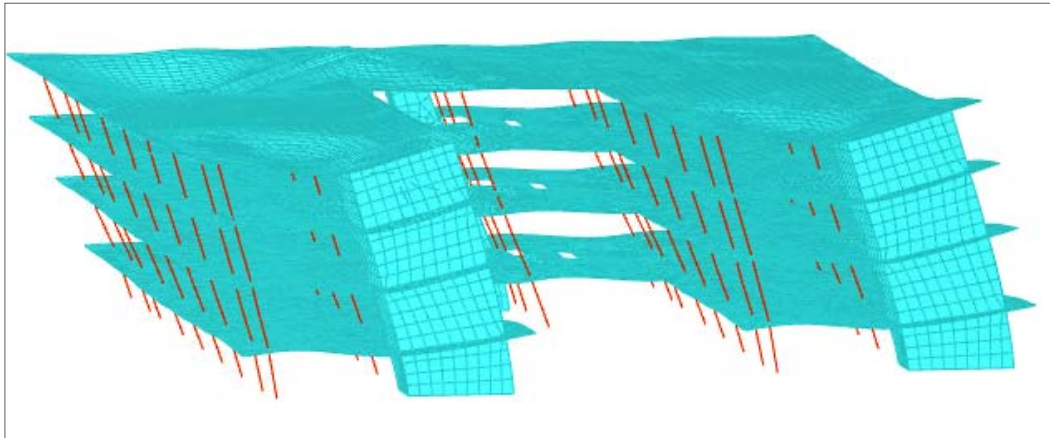
Livello	Cont. n.br.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano 2	SLV 8	-1289.12	5024.57	-42133.7	39.01	-240.37	-3532.26	-1328.13	5264.94	-38601.44
Piano 2	SLV 9	1289.12	-5024.57	-42154.1	31.72	-238.08	-3532.31	1257.4	-4786.49	-38621.79
Piano 2	SLV 10	1289.12	-5024.57	-42154.1	31.72	-238.08	-3532.31	1257.4	-4786.49	-38621.79
Piano 2	SLV 11	1252.49	5022.34	-42138.46	31.56	-240.85	-3531.37	1220.93	5263.19	-38607.09
Piano 2	SLV 12	1252.49	5022.34	-42138.46	31.56	-240.85	-3531.37	1220.93	5263.19	-38607.09
Piano 2	SLV 13	4241.5	-1510.75	-42154.18	22.97	-239.6	-3530.95	4218.53	-1271.14	-38623.24
Piano 2	SLV 14	4241.5	-1510.75	-42154.18	22.97	-239.6	-3530.95	4218.53	-1271.14	-38623.24
Piano 2	SLV 15	4230.51	1503.33	-42149.49	22.92	-240.43	-3530.66	4207.59	1743.76	-38618.83
Piano 2	SLV 16	4230.51	1503.33	-42149.49	22.92	-240.43	-3530.66	4207.59	1743.76	-38618.83

La somma del taglio minimo alla base dei pilastri ai vari livelli in combinazione SLV varia dal 2% al 7,3 %; il taglio minimo totale alla base agente sulle pareti in C.A. varia dall'83 % al 94,4 %. Pertanto viene confermata la scelta di qualificare l'edificio come una "struttura a pareti" come previsto dalle NTC08 al § 7.4.3.1.

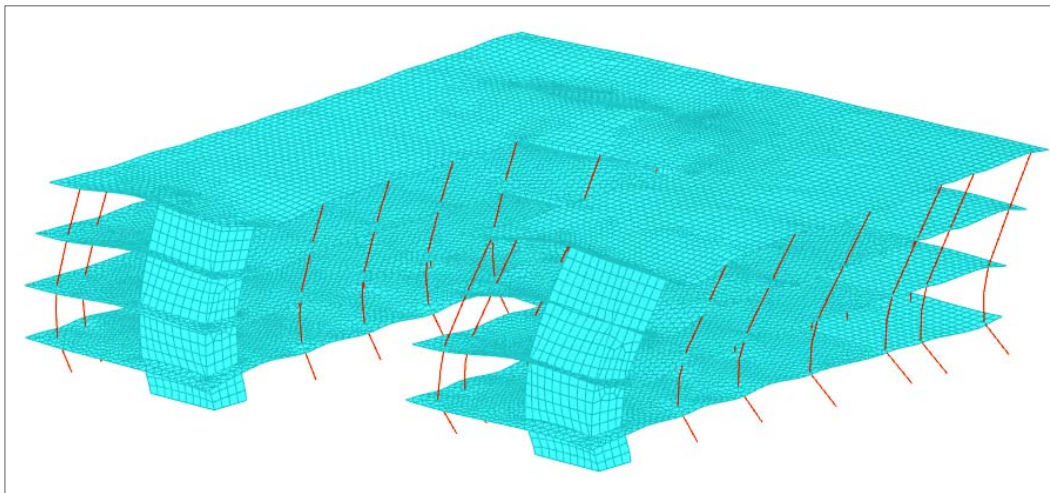
10.4.5 Modi di vibrare modello 4



Primo modo di vibrare



Secondo modo di vibrare



terzo modo di vibrare

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Z	Massa rot. Z
1	0.456023222	0.732648709	0.000041823	0	0.000051782	0.98599246	0.659548531
2	0.296872278	0.000122717	0.786681948	0	0.971910752	0.00000761	0.077664926
3	0.144442167	0.197507275	0.002625293	0	0.006984532	0.011983908	0.146923511

10.4.6 Spostamenti d'Interpiano massimi modello 4

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			X	Y	X	Y	
	X	Y	Z		Z							
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.001502	SLO 1	-0.00744	-0.00184	-0.01311	-0.00299	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.00149	SLO 1	-0.00741	-0.0013	-0.01305	-0.00232	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.001489	SLO 1	-0.00743	-0.00161	-0.01308	-0.00255	si
9564	-47.097	162.237	7.375	14272	11.225	0.001463	SLO 1	-0.00734	-0.00115	-0.01294	-0.00179	si
8891	-66.247	154.41	7.375	13636	11.225	0.001449	SLO 1	-0.00716	-0.00184	-0.01262	-0.003	si



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			n.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.001502	SLO 2	-0.00744	-0.00184	-0.01311	-0.00299	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.00149	SLO 2	-0.00741	-0.0013	-0.01305	-0.00232	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.001489	SLO 2	-0.00743	-0.00161	-0.01308	-0.00255	si
9564	-47.097	162.237	7.375	14272	11.225	0.001463	SLO 2	-0.00734	-0.00115	-0.01294	-0.00179	si
8891	-66.247	154.41	7.375	13636	11.225	0.001449	SLO 2	-0.00716	-0.00184	-0.01262	-0.003	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.001398	SLO 3	-0.00728	0.00072	-0.01266	0.00089	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.001396	SLO 3	-0.00725	0.00088	-0.01262	0.00119	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.001392	SLO 3	-0.00722	0.00115	-0.01258	0.00135	si
9564	-47.097	162.237	7.375	14272	11.225	0.001383	SLO 3	-0.0071	0.00118	-0.0124	0.00167	si
9464	-40.143	161.062	7.375	14176	11.225	0.001368	SLO 3	-0.00695	0.0012	-0.01219	0.00175	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.001398	SLO 4	-0.00728	0.00072	-0.01266	0.00089	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.001396	SLO 4	-0.00725	0.00088	-0.01262	0.00119	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.001392	SLO 4	-0.00722	0.00115	-0.01258	0.00135	si
9564	-47.097	162.237	7.375	14272	11.225	0.001383	SLO 4	-0.0071	0.00118	-0.0124	0.00167	si
9464	-40.143	161.062	7.375	14176	11.225	0.001368	SLO 4	-0.00695	0.0012	-0.01219	0.00175	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.000874	SLO 5	-0.00262	-0.00456	-0.00491	-0.00703	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.000842	SLO 5	-0.00262	-0.00438	-0.0049	-0.00668	si
8891	-66.247	154.41	7.375	13636	11.225	0.000841	SLO 5	-0.0024	-0.00454	-0.00448	-0.00701	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.000835	SLO 5	-0.00263	-0.00422	-0.00492	-0.00648	si
8892	-59.367	154.41	7.375	13637	11.225	0.000807	SLO 5	-0.00239	-0.00436	-0.00448	-0.00667	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.000874	SLO 6	-0.00262	-0.00456	-0.00491	-0.00703	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.000842	SLO 6	-0.00262	-0.00438	-0.0049	-0.00668	si
8891	-66.247	154.41	7.375	13636	11.225	0.000841	SLO 6	-0.0024	-0.00454	-0.00448	-0.00701	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.000835	SLO 6	-0.00263	-0.00422	-0.00492	-0.00648	si
8892	-59.367	154.41	7.375	13637	11.225	0.000807	SLO 6	-0.00239	-0.00436	-0.00448	-0.00667	si
4059	-66.247	154.41	3.175	8891	7.375	0.000683	SLO 7	-0.00052	0.00158	-0.00213	0.00395	si
4693	-66.247	162.237	3.175	9562	7.375	0.000673	SLO 7	-0.00056	0.00159	-0.00206	0.00398	si
4060	-59.367	154.41	3.175	8892	7.375	0.000669	SLO 7	-0.00052	0.00159	-0.00213	0.0039	si
4058	-55.517	154.41	3.175	8890	7.375	0.000666	SLO 7	-0.00052	0.00163	-0.00212	0.00393	si
5470	-66.247	113.365	7.375	10318	11.225	0.000661	SLO 7	-0.00228	0.00357	-0.00392	0.00551	si
4059	-66.247	154.41	3.175	8891	7.375	0.000683	SLO 8	-0.00052	0.00158	-0.00213	0.00395	si
4693	-66.247	162.237	3.175	9562	7.375	0.000673	SLO 8	-0.00056	0.00159	-0.00206	0.00398	si
4060	-59.367	154.41	3.175	8892	7.375	0.000669	SLO 8	-0.00052	0.00159	-0.00213	0.0039	si
4058	-55.517	154.41	3.175	8890	7.375	0.000666	SLO 8	-0.00052	0.00163	-0.00212	0.00393	si
5470	-66.247	113.365	7.375	10318	11.225	0.000661	SLO 8	-0.00228	0.00357	-0.00392	0.00551	si
4059	-66.247	154.41	3.175	8891	7.375	0.000707	SLO 9	0.00044	-0.00165	0.00176	-0.0043	si
4693	-66.247	162.237	3.175	9562	7.375	0.000699	SLO 9	0.00047	-0.00166	0.00168	-0.00433	si

UNILO_AE_G_C_0011
67/195



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			n.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
4060	-59.367	154.41	3.175	8892	7.375	0.00069	SLO 9	0.00044	-0.00167	0.00176	-0.00425	si
4058	-55.517	154.41	3.175	8890	7.375	0.000686	SLO 9	0.00044	-0.00171	0.00176	-0.00427	si
5470	-66.247	113.365	7.375	10318	11.225	0.000686	SLO 9	0.00195	-0.00394	0.00328	-0.00622	si
4059	-66.247	154.41	3.175	8891	7.375	0.000707	SLO 10	0.00044	-0.00165	0.00176	-0.0043	si
4693	-66.247	162.237	3.175	9562	7.375	0.000699	SLO 10	0.00047	-0.00166	0.00168	-0.00433	si
4060	-59.367	154.41	3.175	8892	7.375	0.00069	SLO 10	0.00044	-0.00167	0.00176	-0.00425	si
4058	-55.517	154.41	3.175	8890	7.375	0.000686	SLO 10	0.00044	-0.00171	0.00176	-0.00427	si
5470	-66.247	113.365	7.375	10318	11.225	0.000686	SLO 10	0.00195	-0.00394	0.00328	-0.00622	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.000731	SLO 11	0.00224	0.00421	0.00409	0.00633	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.000702	SLO 11	0.00225	0.00403	0.0041	0.006	si
4693	-66.247	162.237	3.175	9562	7.375	0.000701	SLO 11	0.00077	0.00166	0.00224	0.00421	si
8891	-66.247	154.41	7.375	13636	11.225	0.000701	SLO 11	0.00203	0.00418	0.00371	0.0063	si
3290	-66.247	145.987	3.175	8068	7.375	0.000698	SLO 11	0.0004	0.00159	0.00193	0.00409	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.000731	SLO 12	0.00224	0.00421	0.00409	0.00633	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.000702	SLO 12	0.00225	0.00403	0.0041	0.006	si
4693	-66.247	162.237	3.175	9562	7.375	0.000701	SLO 12	0.00077	0.00166	0.00224	0.00421	si
8891	-66.247	154.41	7.375	13636	11.225	0.000701	SLO 12	0.00203	0.00418	0.00371	0.0063	si
3290	-66.247	145.987	3.175	8068	7.375	0.000698	SLO 12	0.0004	0.00159	0.00193	0.00409	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.001293	SLO 13	0.00688	-0.00123	0.01182	-0.00187	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.001291	SLO 13	0.0069	-0.00107	0.01184	-0.00159	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.001286	SLO 13	0.00685	-0.0015	0.01177	-0.00201	si
9564	-47.097	162.237	7.375	14272	11.225	0.001283	SLO 13	0.00672	-0.00151	0.0116	-0.00231	si
9464	-40.143	161.062	7.375	14176	11.225	0.00127	SLO 13	0.00658	-0.00152	0.01139	-0.00237	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.001293	SLO 14	0.00688	-0.00123	0.01182	-0.00187	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.001291	SLO 14	0.0069	-0.00107	0.01184	-0.00159	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.001286	SLO 14	0.00685	-0.0015	0.01177	-0.00201	si
9564	-47.097	162.237	7.375	14272	11.225	0.001283	SLO 14	0.00672	-0.00151	0.0116	-0.00231	si
9464	-40.143	161.062	7.375	14176	11.225	0.00127	SLO 14	0.00658	-0.00152	0.01139	-0.00237	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.001374	SLO 15	0.00706	0.00149	0.01229	0.00229	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.001367	SLO 15	0.00703	0.00095	0.01224	0.00166	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.001366	SLO 15	0.00705	0.00126	0.01228	0.00187	si
9564	-47.097	162.237	7.375	14272	11.225	0.001345	SLO 15	0.00697	0.00082	0.01214	0.00115	si
8891	-66.247	154.41	7.375	13636	11.225	0.001327	SLO 15	0.00679	0.00148	0.01184	0.00228	si
9562	-66.247	162.237	7.375	14270	11.225	0.001374	SLO 16	0.00706	0.00149	0.01229	0.00229	si
9565	-55.517	162.237	7.375	14273	11.225	0.001367	SLO 16	0.00703	0.00095	0.01224	0.00166	si
9563	-59.367	162.237	7.375	14271	11.225	0.001366	SLO 16	0.00705	0.00126	0.01228	0.00187	si
9564	-47.097	162.237	7.375	14272	11.225	0.001345	SLO 16	0.00697	0.00082	0.01214	0.00115	si

UNILO_AE_G_C_0011

68/195



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Nodo inferiore			Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.	
I.	Pos.		I.	Pos.			n.b.	X	Y	X		Y
	X	Y	Z	Z								
8891	-66.247	154.41	7.375	13636	11.225	0.001327	SLO 16	0.00679	0.00148	0.01184	0.00228	si



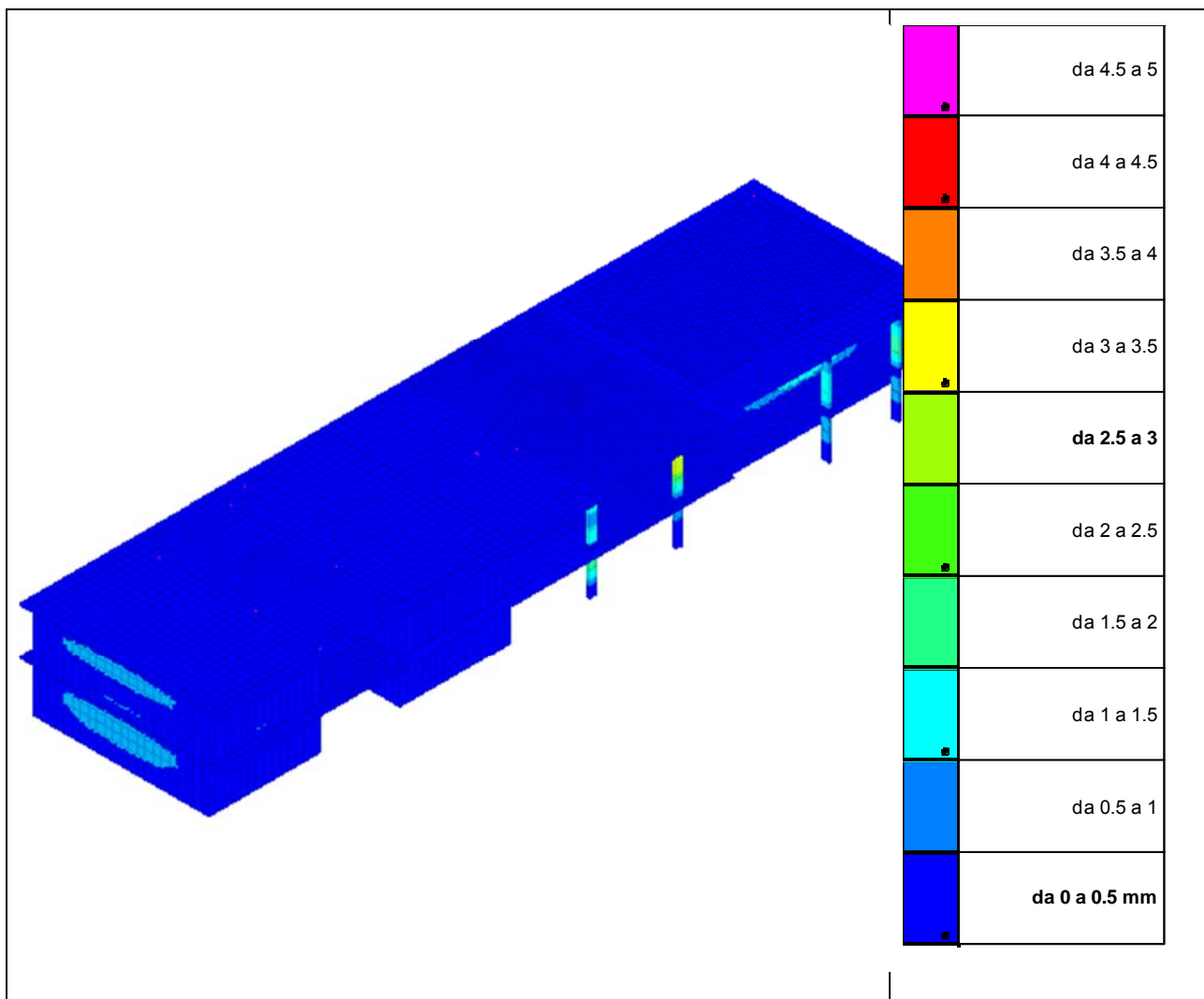
11 VERIFICHE PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI LOTTO 1 E LOTTO 2

Si riportano le verifiche degli elementi più sollecitati nelle combinazioni di carico più gravose.

11.1 VERIFICA DEI GIUNTI

In accordo con il paragrafo 7.2.2 del D.M. 2008 si riportano gli spostamenti relativi di un corpo di fabbrica rispetto all'altro agli SLV al fine di controllare la congruità dell'ampiezza del giunto ed evitare il martellamento.

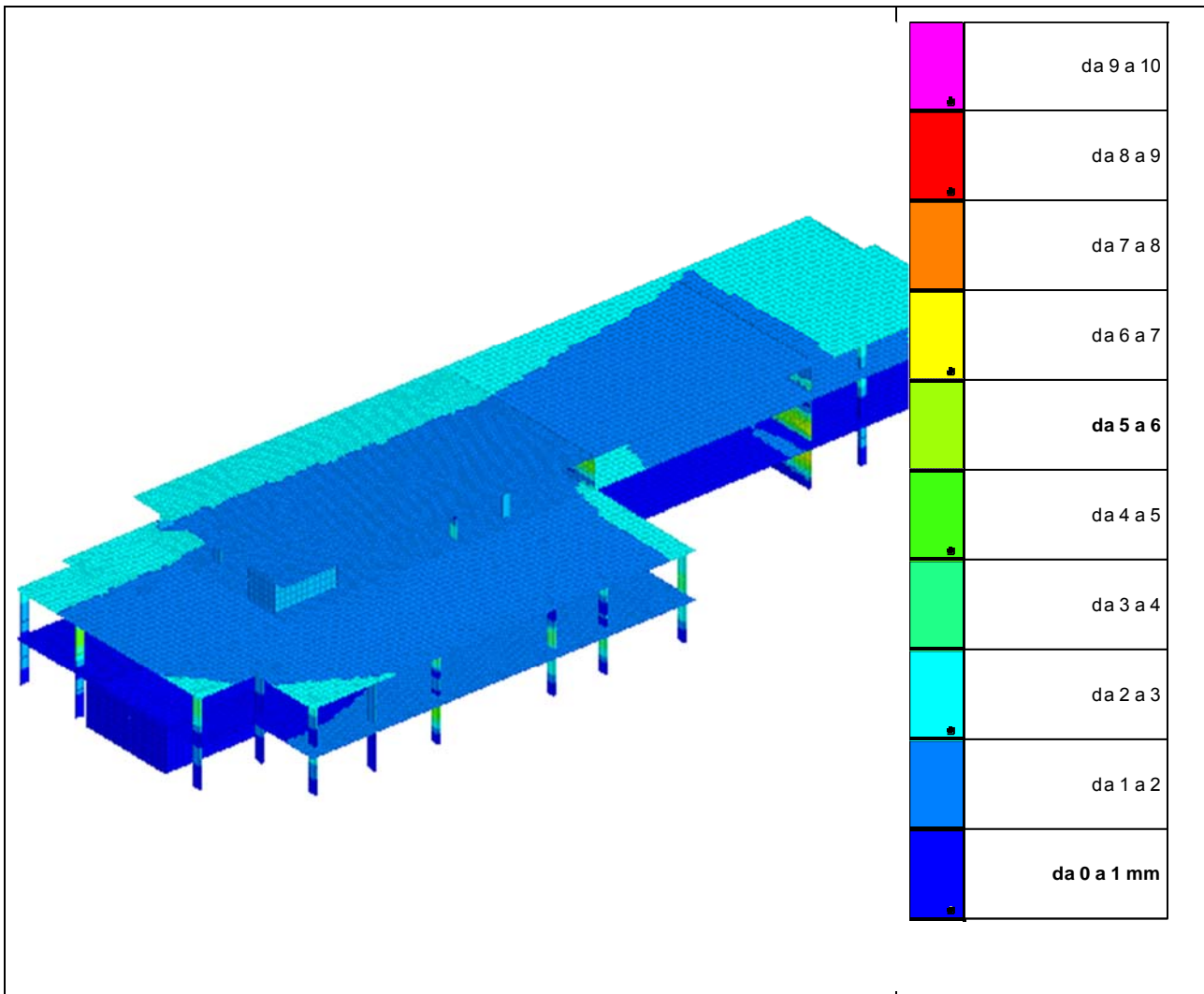
Edificio 1



Lo spostamento massimo è 2 mm. Amplificando lo spostamento per il fattore q di ottiene 6 mm.

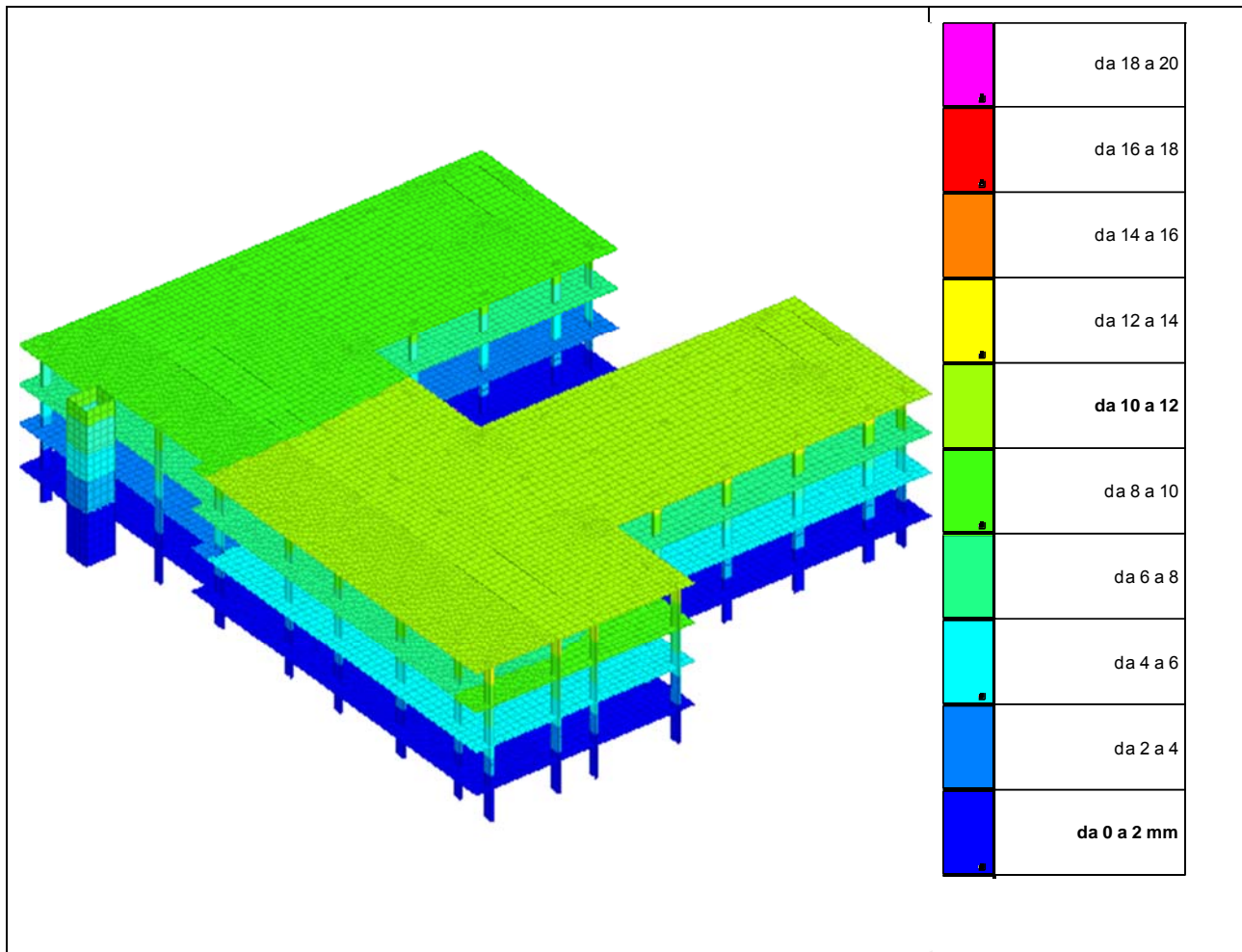
Edificio 2

UNILO_AE_G_C_0011
70/195



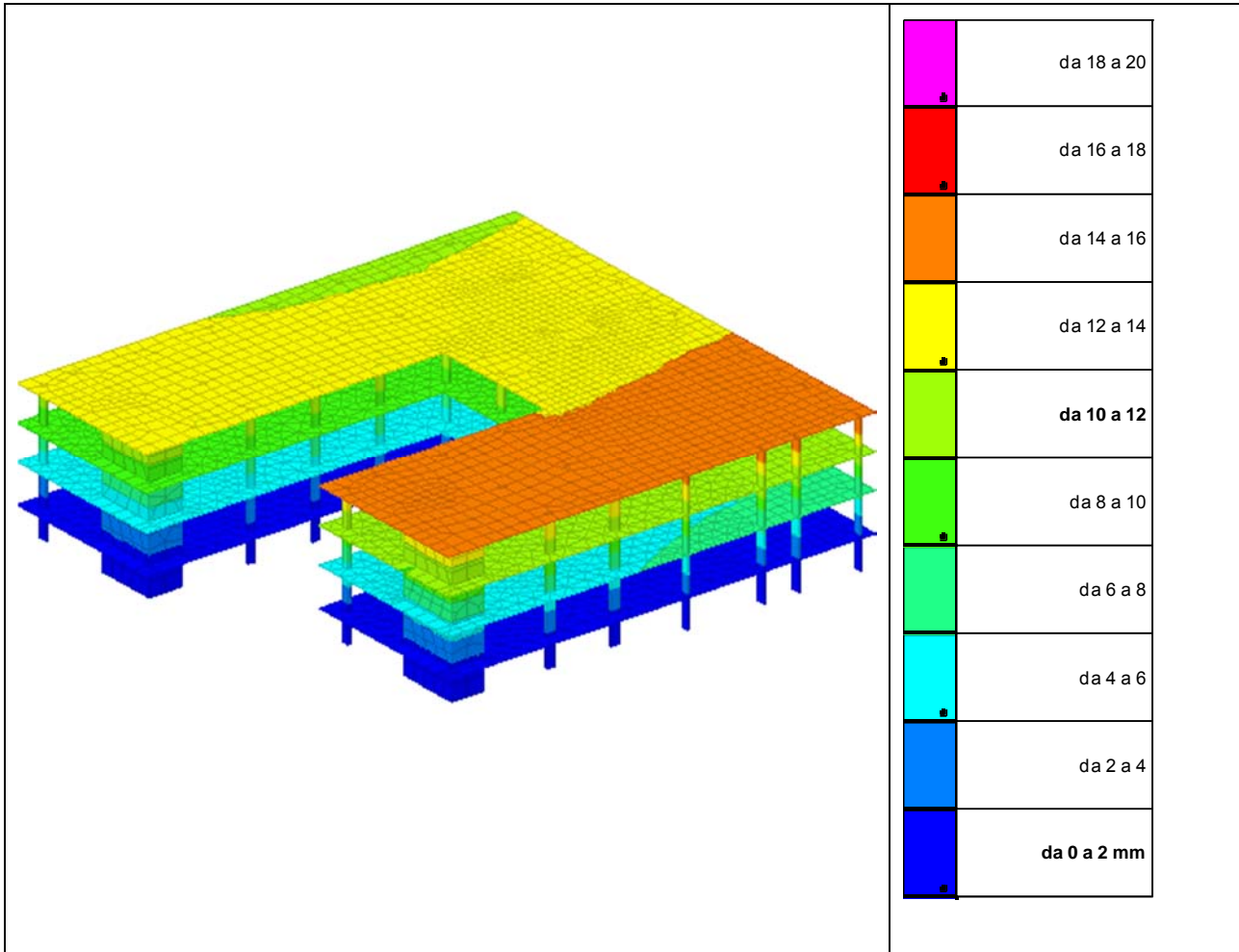
Lo spostamento massimo è 3 mm. Amplificando lo spostamento per il fattore q di ottiene 9 mm.

Edificio 3:



Lo spostamento massimo è 12 mm. Amplificando lo spostamento per il fattore q di ottiene 36 mm.

Edificio 4:



Lo spostamento massimo è 16 mm. Amplificando lo spostamento per il fattore q di ottiene 48 mm.

Lo spostamento massimo degli edifici è quindi $48 + 36 = 84$ mm.

Un giunto di 100 mm risulta quindi adeguato.



11.2 VERIFICA PRINCIPALI ELEMENTI MODELLO 1

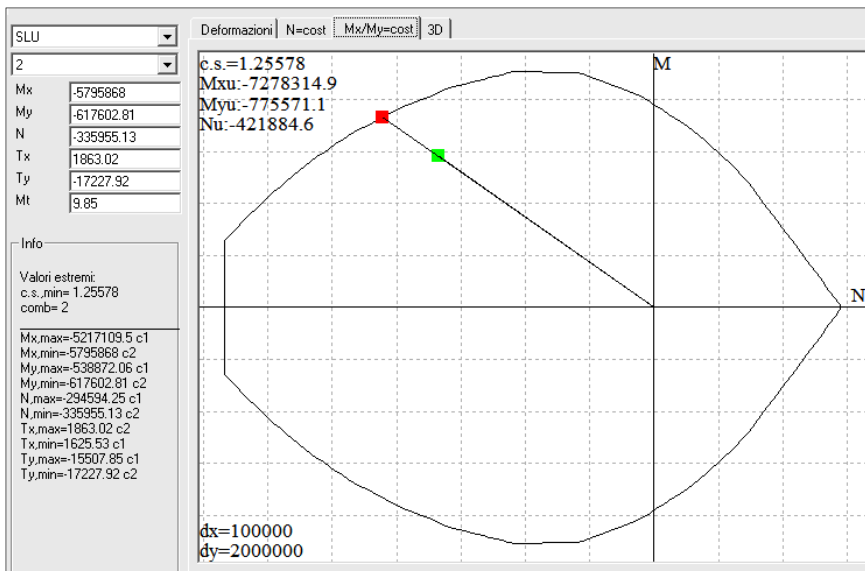
11.2.1 Verifica sui Pilastrì 250x800

Dati generali di progetto:

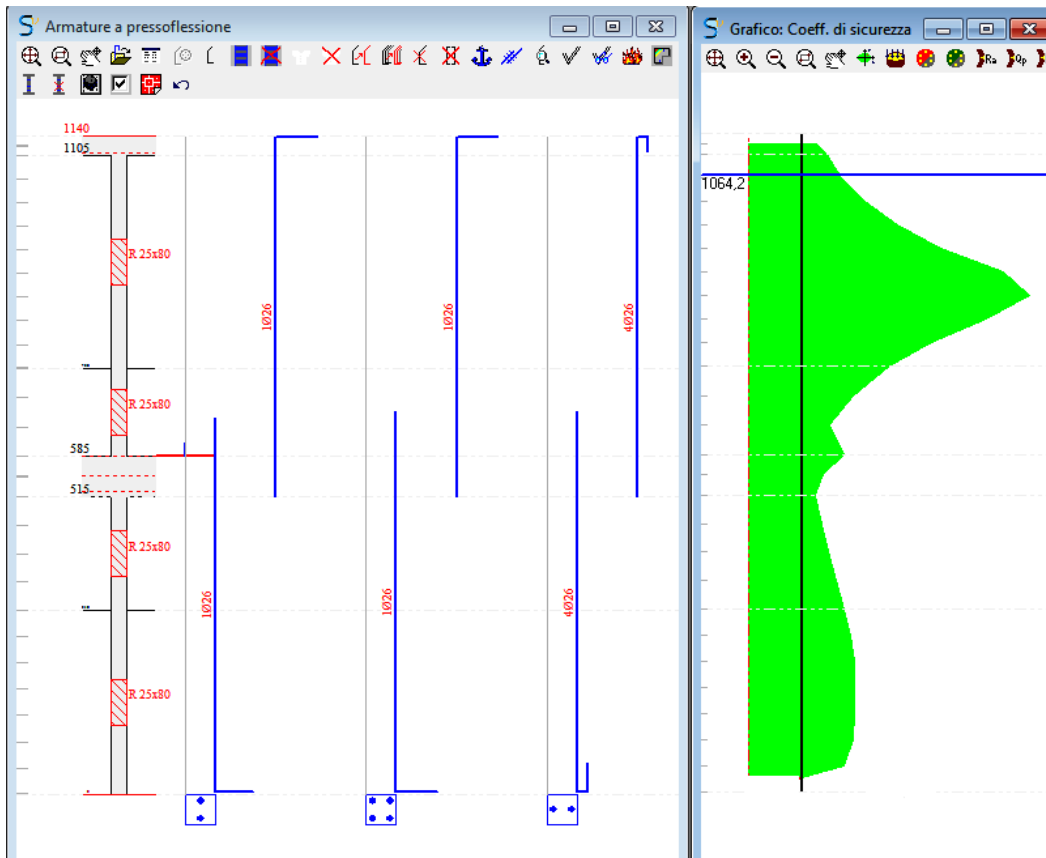
- dimensioni sezione: 250x800 mm;
- armatura longitudinale: 14 $\varnothing 26$
- armatura trasversale: staffe $\varnothing 10/100$ in prossimità nodi soletta - pilastro
staffe $\varnothing 10/200$.

11.2.1.1 Verifica SLU

11.2.1.1.1 Verifica a pressoflessione



Il coefficiente di sicurezza è 1,255. La sezione risulta verificata.



11.2.1.1.2 Verifica a taglio:

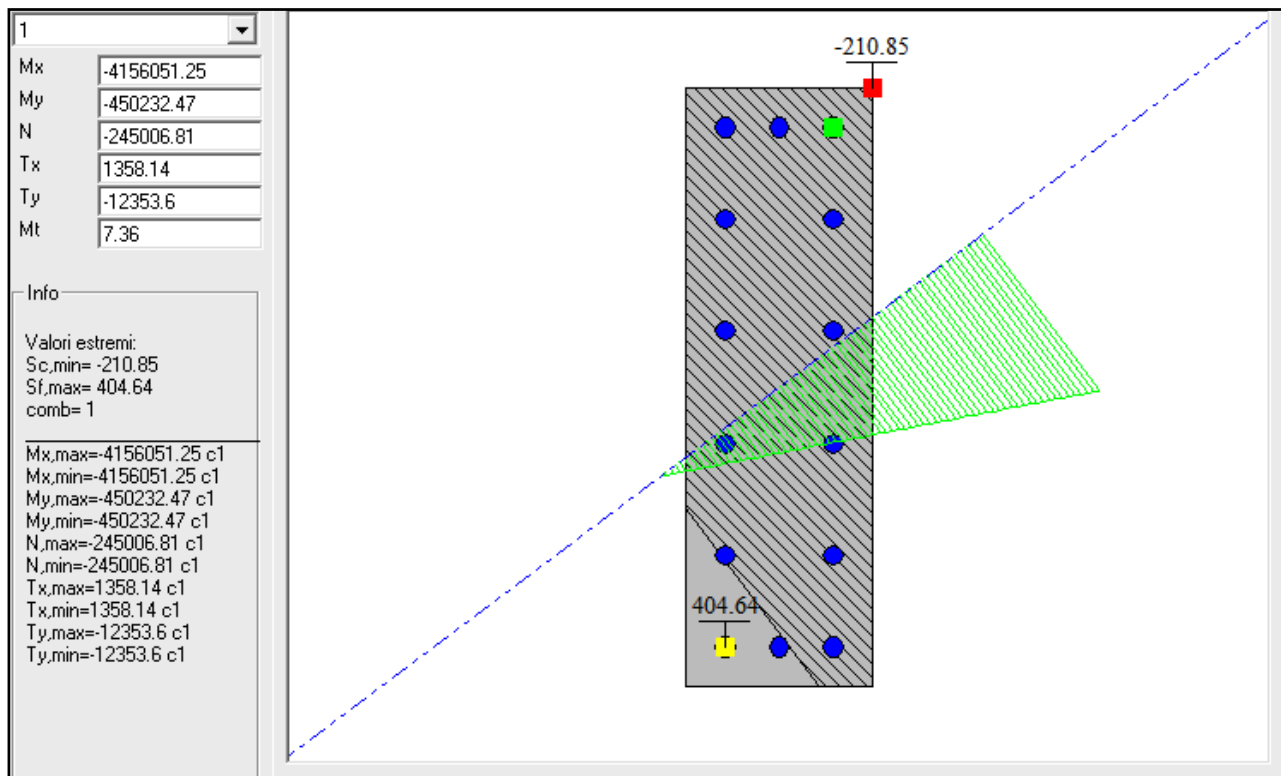
Geometria		Materiali	
b[mm]=	250	f _{ck} [Mpa]=	40
h[mm]=	800	f _{cd} [Mpa]	22,67
copriferro lordo[mm]=	30	f _{yd} [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	26	Azioni	
Numero barre tese =	0	N[kN]=	3359
Diametro armatura compressa[mm]=	26	V[kN]=	18,63
Numero barre compresse =	14	T[kNm]=	57,63
Numero compl. barre long. per flessio	14		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	10		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	200		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	∅		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	0		



<i>Verifica a taglio</i>		
V _{r,d} [kN]=	669	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{R,d} = \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk})^{2/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{max} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
V _{r,sd} [kN]=	213	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{R,sd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
V _{r,cd} [kN]=	636	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{R,cd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
V _{R,d}	min (V_{R,sd}, V_{R,cd})	Verifica superata

11.2.1.2 Verifica SLE

11.2.1.2.1 Fessurazione:



La sezione non è fessurata.

11.2.1.3 Verifica di autocontrollo sul Pilastro 250x800

Come riportato al § 10.2 delle NTC08 risulta necessario sottoporre i risultati delle elaborazioni ottenute mediante programmi di calcolo per provarne l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel confrontare i risultati di semplici calcolo eseguiti con metodi tradizionali.

Nello specifico si considera la verifica del pilastro, in posizione centrale del modello 1. L'area di carico del pilastro è circa pari a 65,59 mq. I carichi agenti sui 2 piani sorretti dal pilastro sono:

Piano primo:

UNILO_AE_G_C_0011

76/195



- Peso proprio $G_1 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Piano secondo:

- Peso proprio $G_1 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 1.70 \text{ kN/m}^2$

Il carico sulla superficie è dato dalla seguente combinazione di carico SLU:

$$q_{SLU(p1)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 8.75 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 23.38 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU(p2)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 8.75 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 1.7 = 19.93 \text{ kN/m}^2$$

Si calcola quindi anche lo sforzo assiale sul pilastro:

$$N = (q_{SLU(p1)} + q_{SLU(p2)}) \cdot A = (23.38 + 19.93) \cdot 65.59 = 2840 \text{ kN}$$

Dal modello di calcolo, lo sforzo assiale alla base del pilastro, a parità di combinazione è di 3149 kN. La differenza tra lo sforzo assiale calcolato con l'area di influenza e quello calcolato con il modello di calcolo è pari a circa il 9.8%.

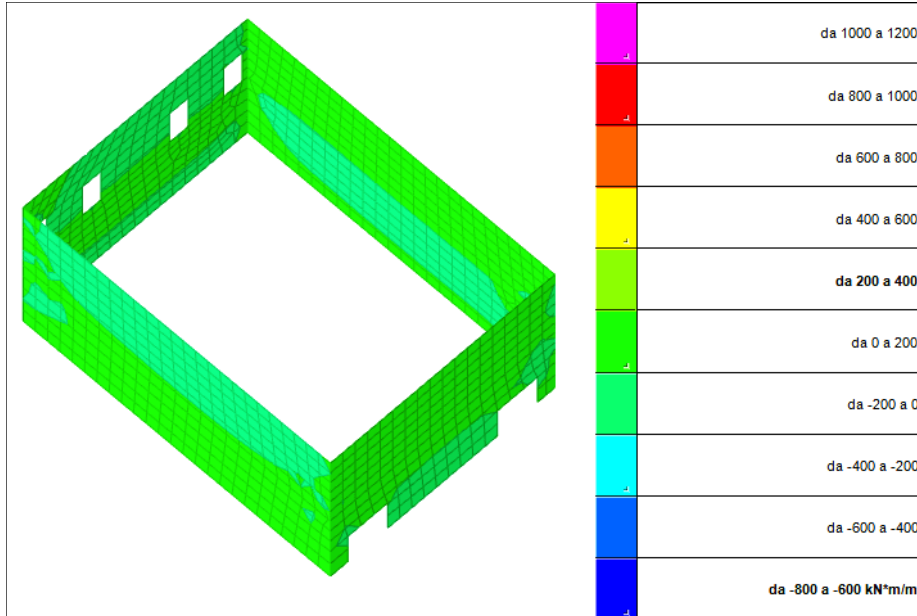
11.2.2 Verifica del muro spessore 300 mm

Il muro spessore 300 mm viene armato con un armatura verticale base di $\varnothing 16/200$ lato interno e $\varnothing 16/200$ lato esterno. L'armatura orizzontale su entrambe i lati è $\varnothing 12/200$.

Sollecitazioni massime agli SLU:



11.2.2.1 Momento massimo sollecitante il muro:

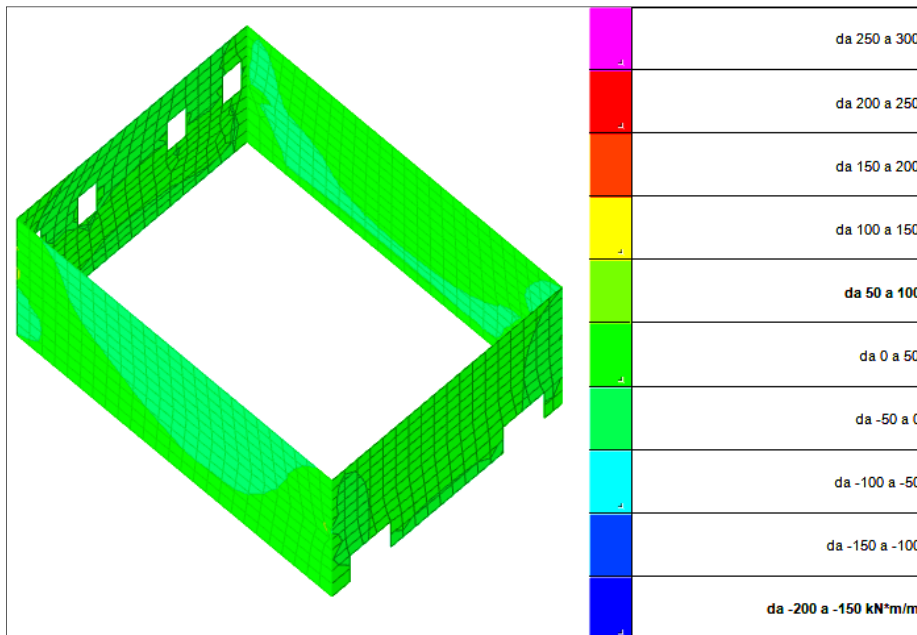


Momento Myy

$$M_{Sd,max} = -400 / +400 \text{ kNm/m}$$

Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale

base: $M_{Rd,max} = \pm 469.7 \text{ kNm/m}$.



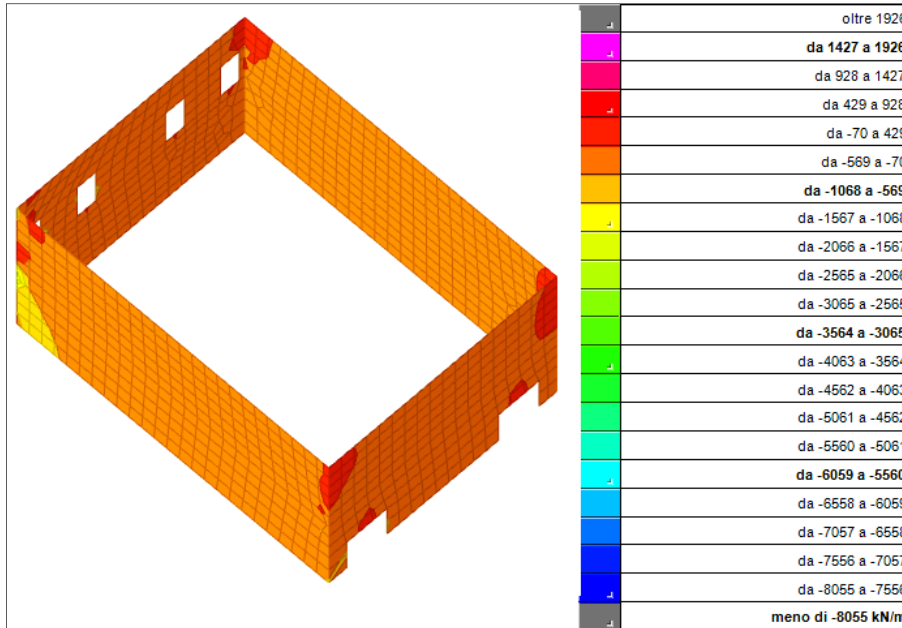
Momento Mxx

$$M_{Sd,max} = -100 / +100 \text{ kNm/m}$$

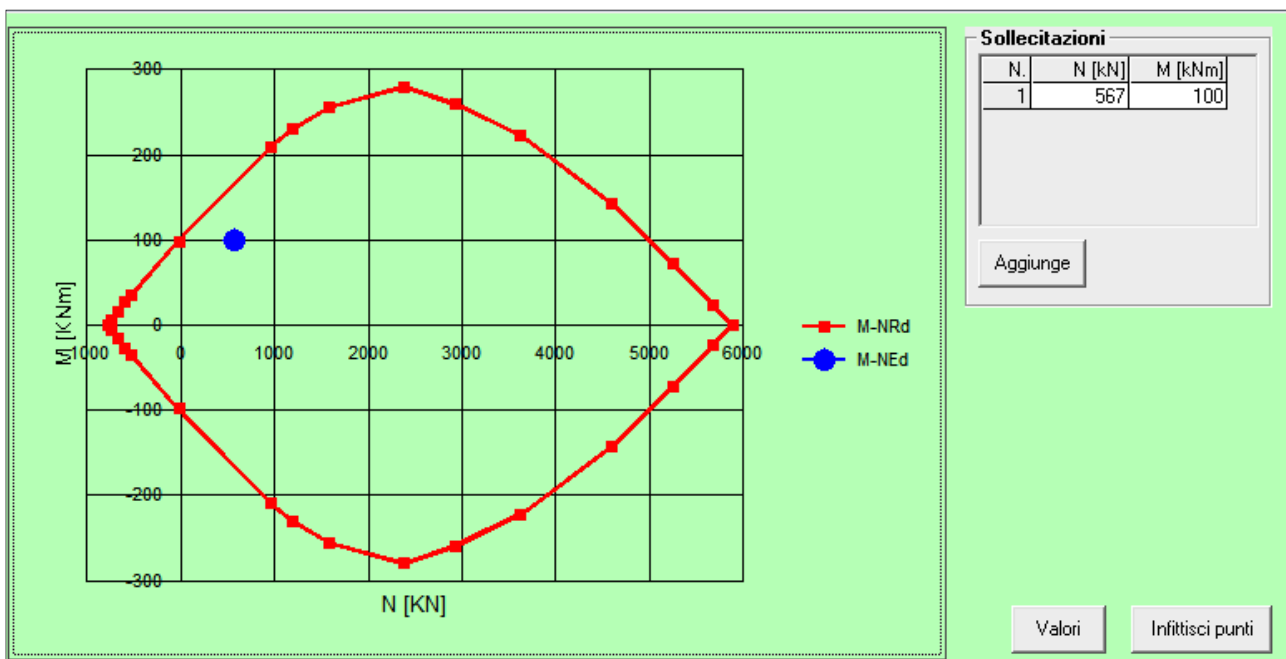


Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale
base: $M_{Rd,max} = \pm 101.6 \text{ kNm/m}$

11.2.2.2 Sforzo normale sollecitante il muro:



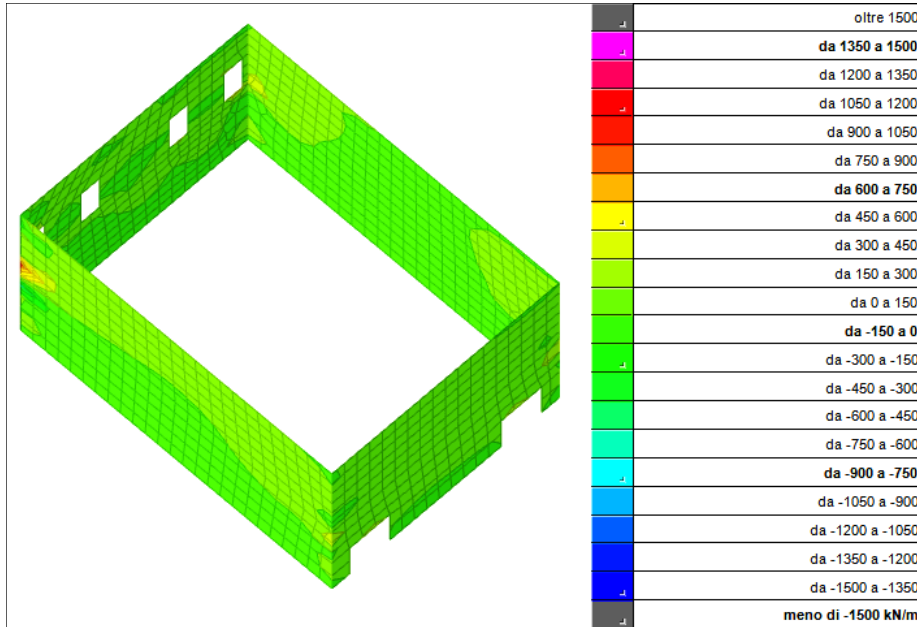
La verifica a presso-flessione porta:



Il coefficiente di sicurezza è 2.0. La verifica è soddisfatta.



11.2.2.3 Sforzo di taglio sollecitante il muro:



Senza armatura a taglio $V_{Rd,c} = \pm 111 \text{ kN/m}$

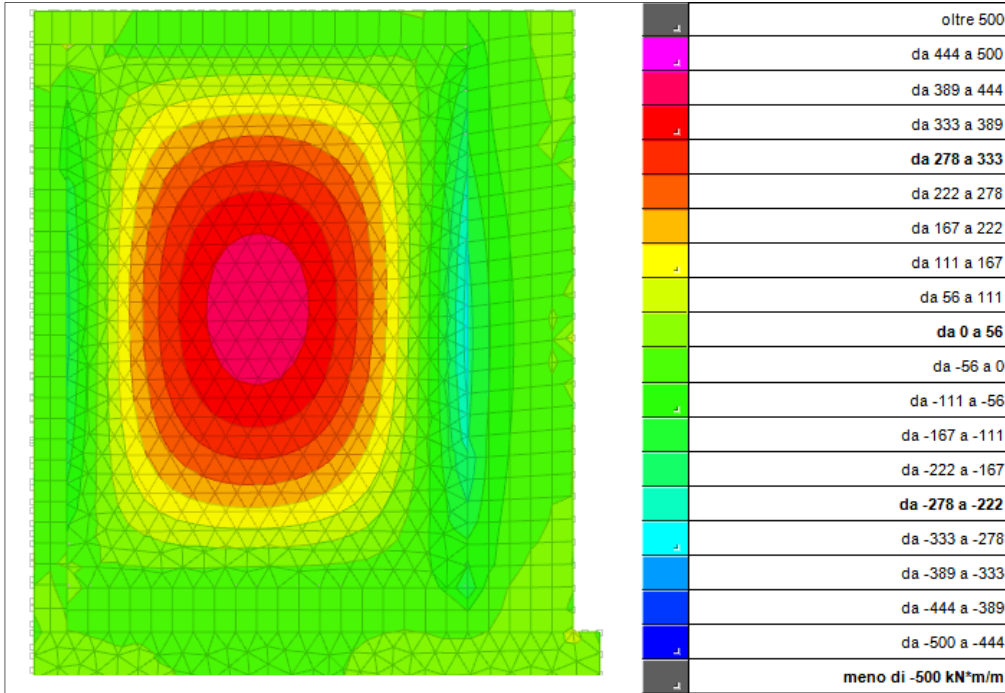
VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005			
Caratteristiche geometriche			
Base b =	300 mm	<i>Armatura longitudinale in zona testa</i>	
Altezza h =	1000 mm	Diametro $\phi =$	16 mm
Coprifero co =	30 mm	n. di ferri	5
Altezza utile d =	970 mm	$A_{s1} =$	1005 mm ²
<i>Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)</i>			
<i>Caratteristiche dei materiali</i>		Diametro $\phi =$	12 mm
$f_{ctk} =$	30,00 Mpa	n. di braccia	2
$f_{cd} =$	20,00 Mpa	$A_{sv} =$	226 mm ²
$f_{ctk} =$	2,03 Mpa	passo s =	200 mm
$f_{ctd} =$	1,35 Mpa	<i>Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)</i>	
$f_{yk} =$	450 Mpa	Diametro $\phi =$	mm
$f_{yud} =$	391,30 Mpa	n. di ferri	
$\gamma_c =$	1,50	$A_{sv,ferri} =$	0 mm ²
$\gamma_r =$	1,15	passo s =	mm
inclinazione ferri $\alpha =$			
Sollecitazioni			
$V_{Ed} =$	300 kN		
$N_{Ed} =$	kN (>0 se di traz.)		
Verifica puntone compresso			
Taglio max resistente	1536 kN		
Verifica senza armatura a taglio		Verifiche con staffe a 90°	
<i>Parametri</i>		<i>Parametri</i>	
k =	1,45	$v_1 =$	0,53
$k_1 =$	0,15	$\alpha_{cu} =$	1
$C_{Rd,c} =$	0,12	$\theta =$	21,9
$\rho_1 =$	0,003	$\cot(\theta) =$	2,5
$\sigma_{cp} =$	0,000 Mpa	$V_{Rd,t} =$	959 kN
$v_{min} =$	0,336 Mpa	$V_{Rd,max} =$	959 kN
Taglio max $V_{Rd,c} =$	111 kN	Taglio max $V_{Rd,u} =$	959 kN
Verifica: NON SODDISFATTA		Verifica: SODDISFATTA	
c.s. =	0,37	c.s. =	3,20

La verifica a taglio è soddisfatta.

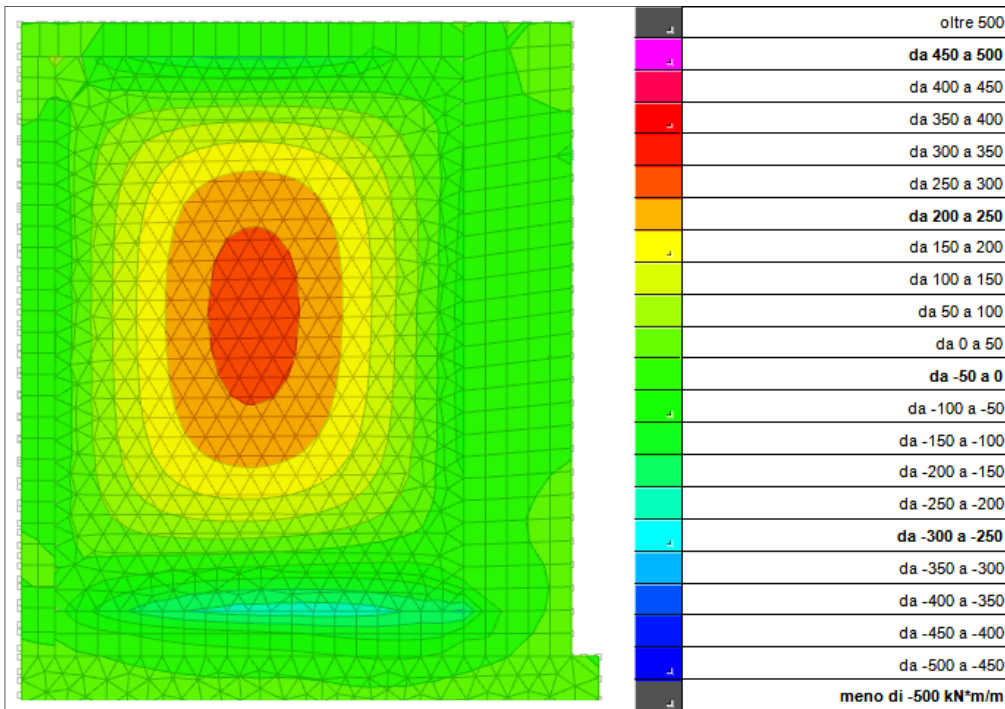


11.2.3 Verifica della soletta alleggerita spessore 600 mm

11.2.3.1 Verifica a Flessione agli SLU



Momento M_{xx} SLU



Momento M_{yy} SLU

Viene prevista un armatura diffusa bidirezionale di 1 $\varnothing 20/200$ sia sul lato inferiore della soletta che superiormente. Il M_{rd} risultante è pari a ± 336.4 kNm / m.

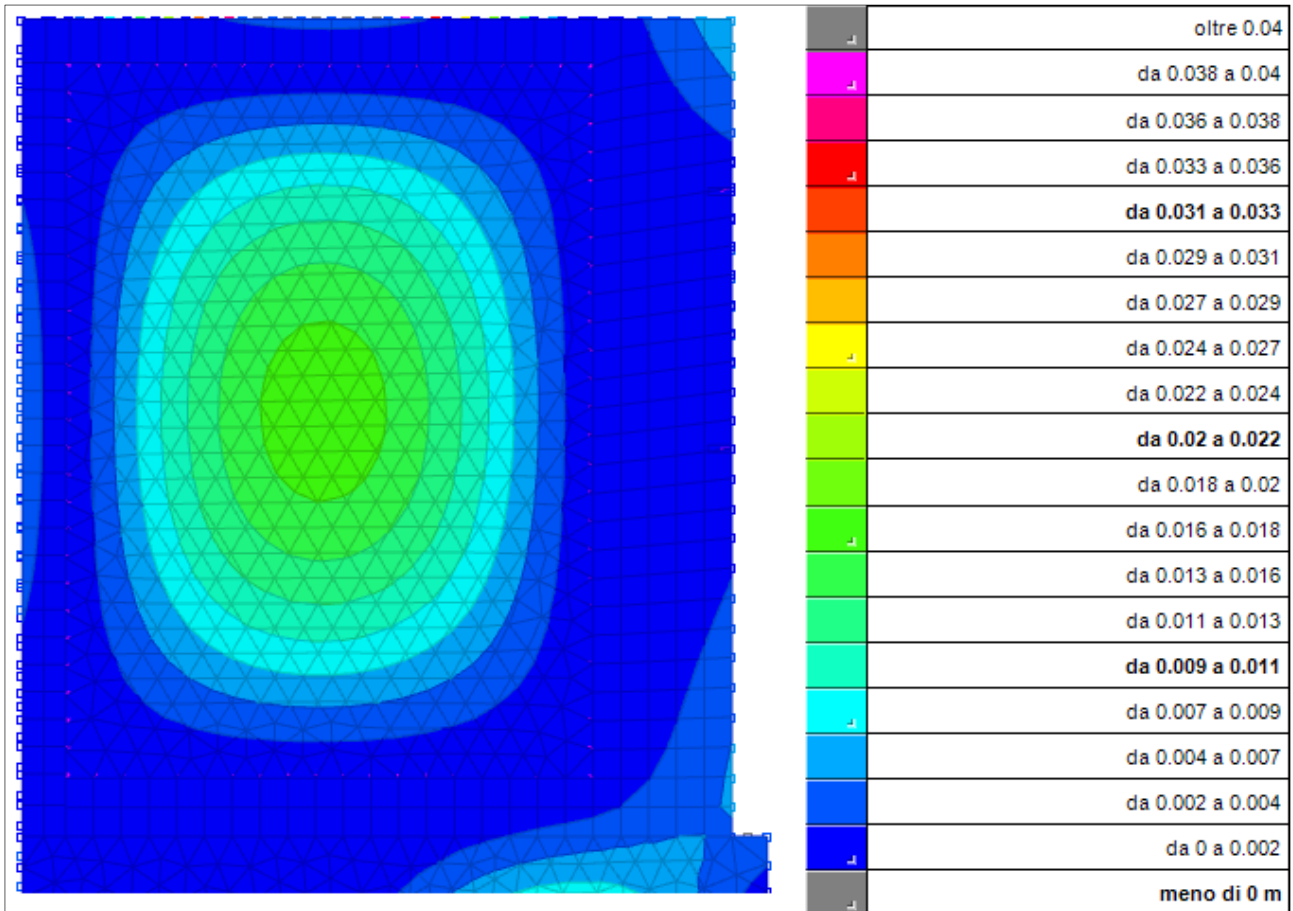
UNILO_AE_G_C_0011

81/195



Nelle zone di massimo momento sollecitante in campata viene prevista un'armatura aggiuntiva inferiore su entrambi le direzioni di 1 Ø20/200, in modo tale che il momento sollecitante risulti essere minore rispetto a quello resistente, in quanto quest'ultimo risulta essere pari a +656.8 kNm/m.

11.2.3.2 Verifica della deformazione agli SLE



Andamento delle deformazioni massime allo SLE

Gli abbassamenti previsti in fase elastica risultano essere verificati.



11.2.3.3 Verifica di autocontrollo sulla soletta di spessore 600 mm

Come riportato al § 10.2 delle NTC08 risulta necessario sottoporre i risultati delle elaborazioni ottenute mediante programmi di calcolo per provarne l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel confrontare i risultati di semplici calcolo eseguiti con metodi tradizionali.

Nello specifico si considera la verifica la soletta come una striscia fittizia di soletta pari a un metro. La soletta bidirezionale misura 17.70x24.50 m. I carichi agenti sulla soletta risultano essere pari a :

- Permanenti $G_2 = 10.80 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 1.70 \text{ kN/m}^2$

Il carico sulla superficie è dato dalla seguente combinazione di carico SLU:

$$q_{\text{SLU}} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 10.80 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 1.7 = 22.59 \text{ kN/m}^2$$

La soletta viene schematizzata con una trave di larghezza fittizia pari a 1m, incastrate alle estremità. Il rapporto tra le 2 dimensioni principali è pari a $24.5/17.70 = 1.384$. Sulla base delle condizioni di vincolo ai bordi, si assume $k=1$ e si calcolano i carichi q_x e q_y che gravano sulle strisce centrali:

$$q_x = \frac{q \cdot y^4}{k \cdot x^4 + y^4} = \frac{22.59 \cdot 17.7^4}{24.5^4 + 17.7^4} = 4.836 \text{ kN/m}$$

$$q_y = \frac{q \cdot x^4}{k \cdot x^4 + y^4} = \frac{22.59 \cdot 24.5^4}{24.5^4 + 17.7^4} = 17.753 \text{ kN/m}$$

Sulla base delle condizioni di vincolo ai bordi, i momenti in mezzzeria risultano essere:

$$M_x = \frac{1}{12} q_x x^2 = \frac{4.836 \cdot 24.5^2}{12} = 241.91 \text{ kNm}$$

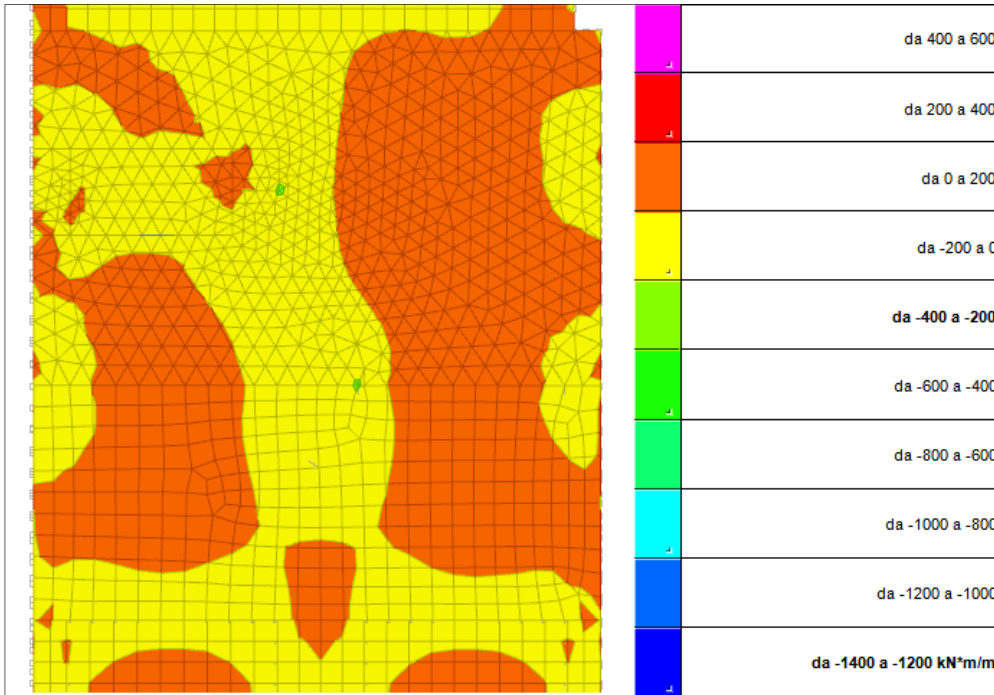
$$M_y = \frac{1}{12} q_y y^2 = \frac{17.753 \cdot 17.7^2}{12} = 463.49 \text{ kNm}$$

Il momento da modello di calcolo in direzione y è di circa 444 kNm, mentre in direzione x è pari a circa 250 kNm, a parità di combinazione. La differenza tra i due valori è di circa il 5%.

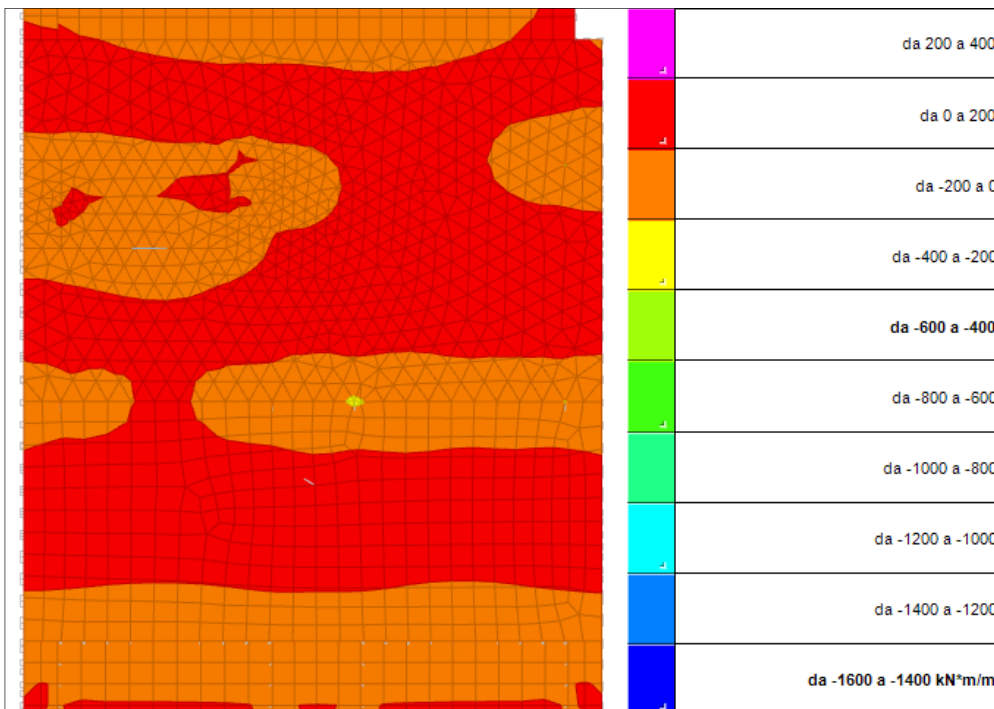


11.2.4 Verifica della soletta piena spessore 300 mm

11.2.4.1 Verifica a Flessione agli SLU



Momento M_{xx} SLU



Momento M_{yy} SLU

Viene prevista un armatura diffusa bidirezionale di 1 $\emptyset 16/200$ sia sul lato inferiore della soletta che superiormente. Il M_{rd} risultante è pari a ± 102.4 kNm / m.

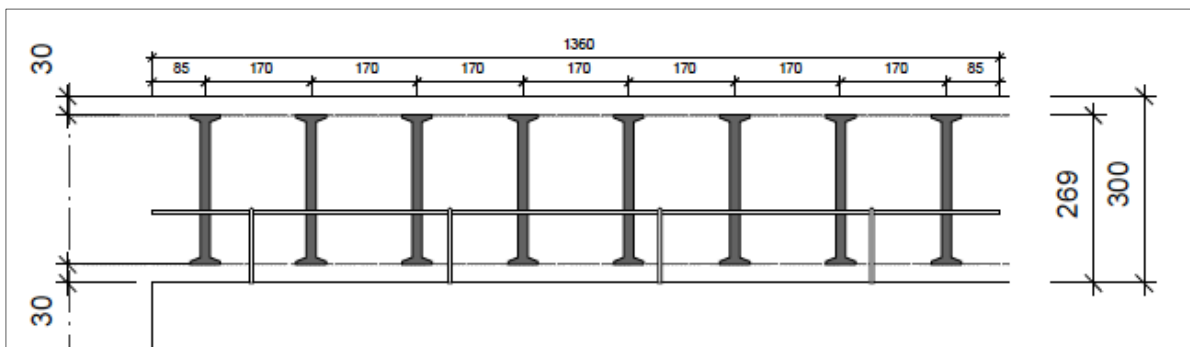
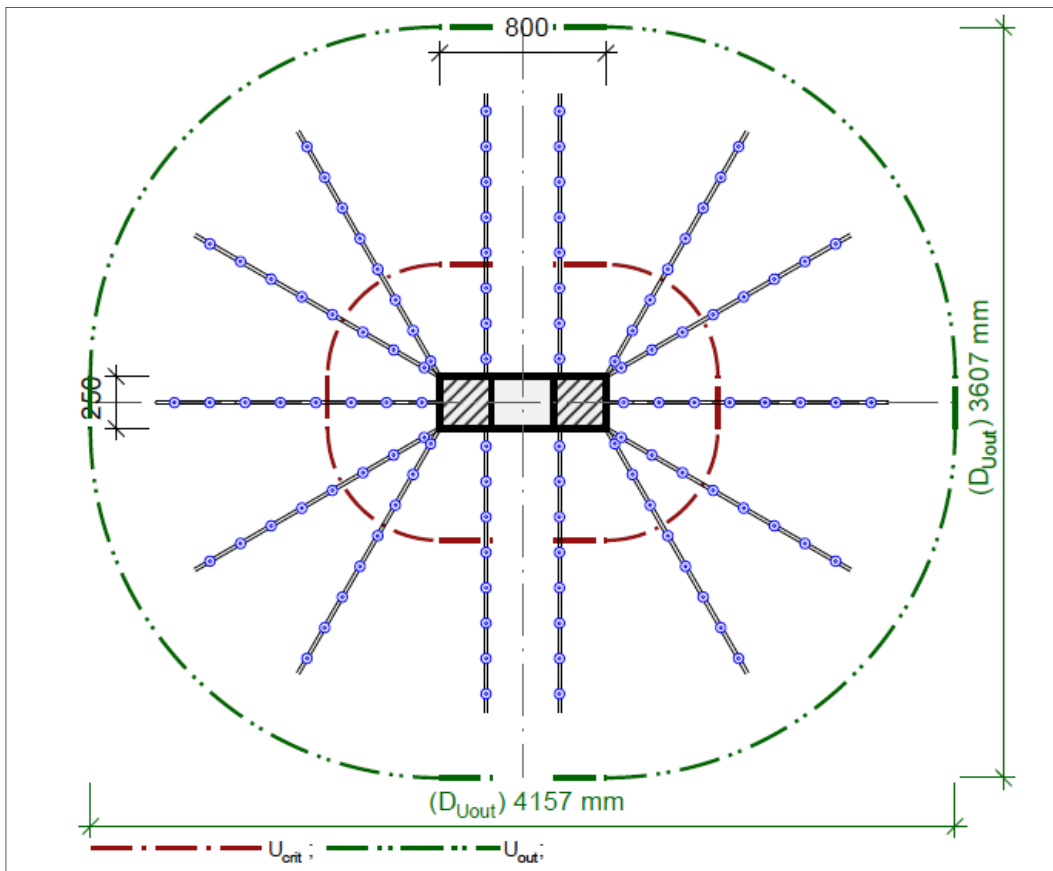
UNILO_AE_G_C_0011

84/195

Nelle zone di massimo momento sollecitante in campata viene prevista un'armatura aggiuntiva inferiore su entrambi le direzioni di 1 $\varnothing 20/200$, in modo tale che il momento sollecitante risulti essere minore rispetto a quello resistente, in quanto quest'ultimo risulta essere pari a +249.4 kNm/m.

11.2.4.2 Verifica a Punzonamento

Il carico punzonante agente sul pilastro più caricato è pari a 1315 kN allo SLU. Sono da inserirsi 14 raggi per 8 chiodi $\varnothing 16$ a passo 170 mm.





sollecitazione

carico di punzonamento $V_{Ed} = 1315 \text{ kN}$
 componente dinamica $V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$
 il carico di punzonamento viene uniformemente distribuito sul solo perimetro critico attivo
 fattore amplificativo del carico $\beta = 1,35$

dimensione - pilastro interno rettangolare

larghezza del pilastro $a = 800 \text{ mm}$
 spessore del pilastro $b = 250 \text{ mm}$
 spessore piastra $h = 300 \text{ mm}$
 altezza statica $d = 269 \text{ mm}$
 copriferro sopra/sotto $co; cu = 30; 30 \text{ mm}$

materiale

calcestruzzo C30/37 ($f_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$)
 acciaio B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$)
 grado d'armatura $\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (1,00 \cdot 1,00)^{1/2} = 1,00 \%$
 $A_{sx} = 26,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \emptyset 20/117 \text{ mm}$); $A_{sy} = 26,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \emptyset 20/117 \text{ mm}$)
 l'armatura deve essere ancorata all'esterno del perimetro più esterno "Uout"
 la seguente armatura di collasso deve essere disposta sopra il pilastro secondo:

$$V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 18,8 \text{ cm}^2$$

Verifica a punzonamento secondo DIN EC2 + NA:2013 + ETA

fattore $\kappa = \min\{1+(200/d)^{1/2}; 2\} = 1,86$
 influenza del solaio a lastre $\eta = 1+(d-200)/1000 \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,07$
 fattore $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$
 Resistenza minima del calcestruzzo $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 487,2 \text{ kN/m}^2$
 portata del calcestruzzo $V_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 694,2 \text{ kN/m}^2$

perimetro critico u_{crit}

Distanza critica $a_{crit} = 2,0d = 538 \text{ mm}$
 lunghezza del perimetro $u_{crit} = 4,880 \text{ m}$
 taglio da assorbire $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 1775,3 \text{ kN}$
 portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,crit} = V_{Rd,c} \cdot d \cdot u_{crit} = 911,3 \text{ kN}$
 portata massima $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit} \cdot (CRdc=0,12) \cdot 1,96 = 1786,1 \text{ kN}$

$$V_{Rd,c,crit} = 911,3 \text{ kN} \leq V_{Ed,\beta} = 1775,3 \text{ kN} \leq V_{Rd,max,crit} = 1786,1 \text{ kN}$$

necessaria armatura a punzonamento, selezionato:

14x Schöck BOLE 16/240-8/A1360-CV30

Verifica della resistenza dell'acciaio

$$V_{Ed,\beta} = 1775,3 \text{ kN} \leq V_{Rd,sy,crit} = m_c \cdot n_c \cdot A_{s,i} \cdot f_{yd} / \eta = 2290 \text{ kN}$$

perimetro esterno u_{out} (vorh $l_s + 1,5d$)

Lunghezza della zona armata $l_s = 1275 \text{ mm}$
 lunghezza del perimetro $u_{out} = 12,046 \text{ m}$
 fattore amplificativo del carico $\beta_{red} = \beta = 1,35$
 taglio da assorbire $V_{Ed,out} = \beta_{red} \cdot V_{Ed} = 1775,3 \text{ kN}$
 portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 578,5 \text{ kN/m}^2$
 portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,out} = V_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out} = 1874,5 \text{ kN}$

$$V_{Ed,out} = 1775,3 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,out} = 1874,5 \text{ kN}$$



11.3 VERIFICA PRINCIPALI ELEMENTI MODELLO 2

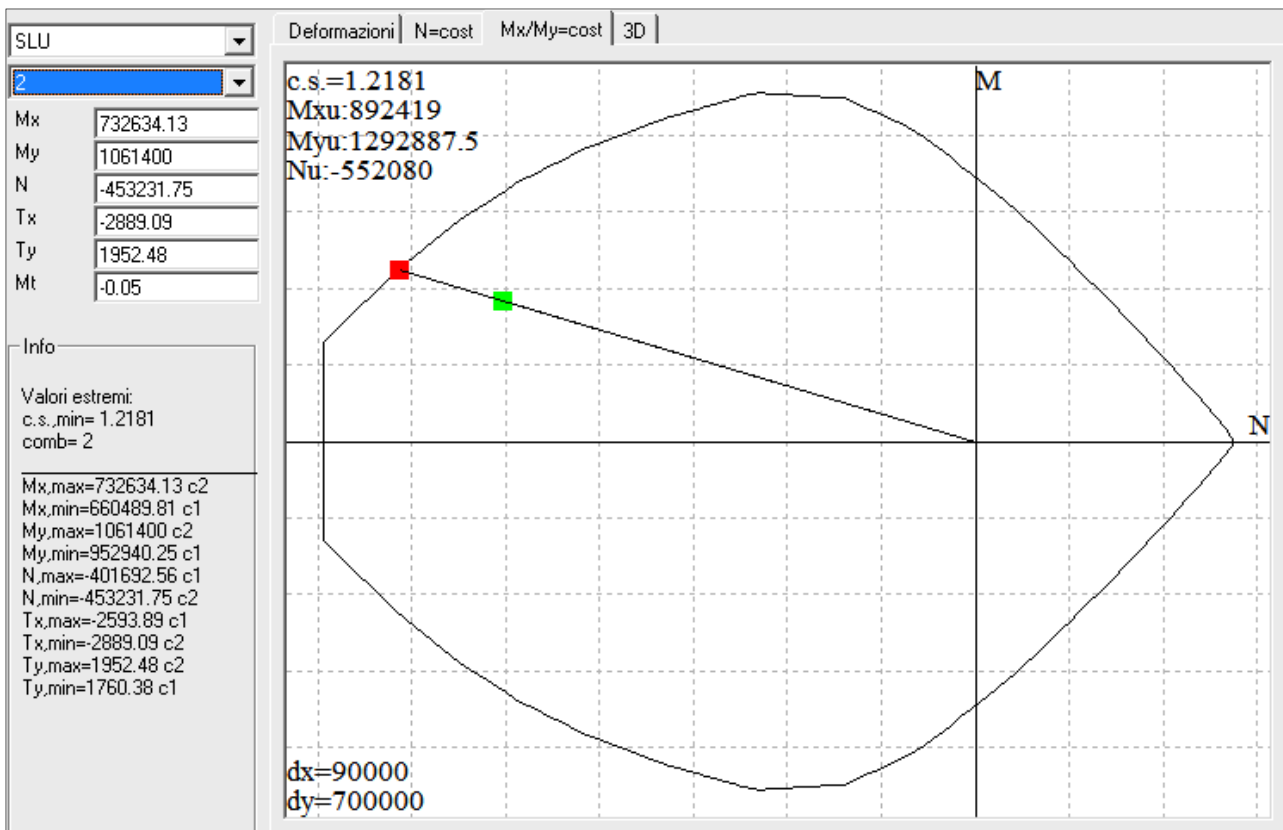
11.3.1 Verifica sui Pilastri 250x800 mm

Dati generali di progetto:

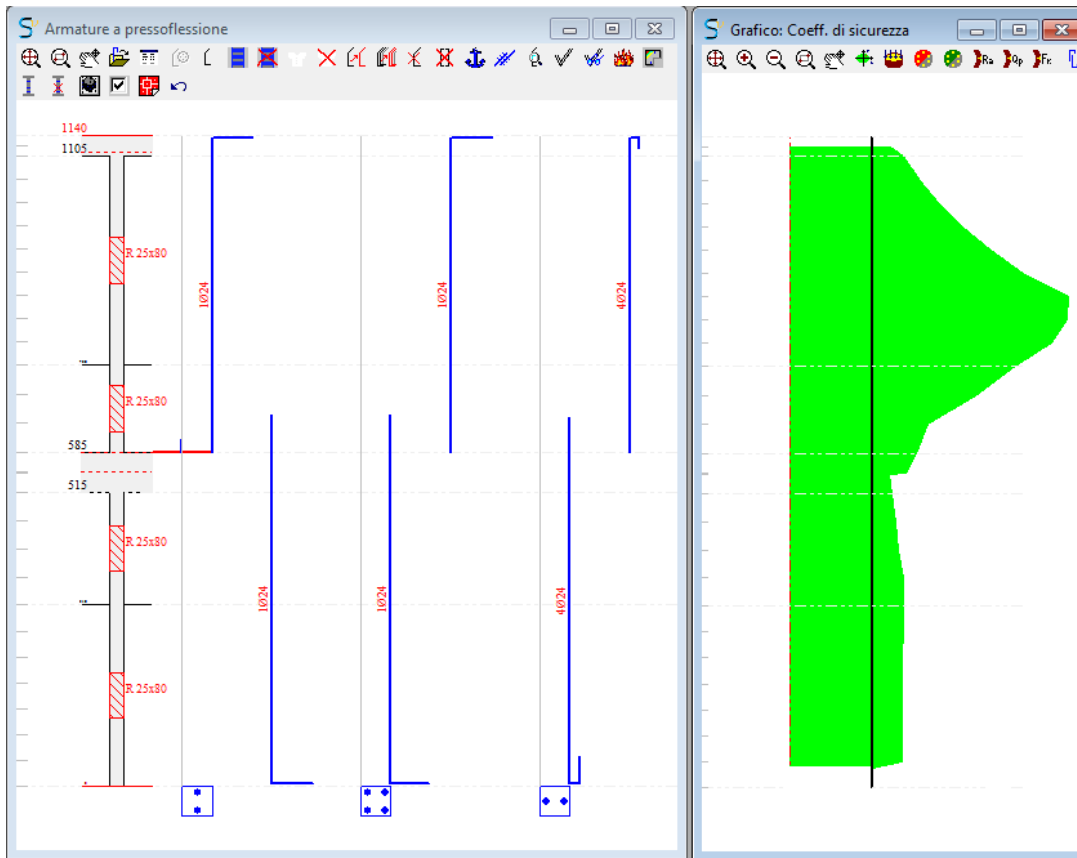
- dimensioni sezione: 250x800 mm;
- armatura longitudinale: 14 $\varnothing 24$
- armatura trasversale: staffe $\varnothing 10/100$ in prossimità nodi soletta - pilastro
staffe $\varnothing 10/200$.

11.3.1.1 Verifiche allo SLU

11.3.1.1.1 Verifica a pressoflessione



Il coefficiente di sicurezza è 1,22. La sezione risulta verificata.



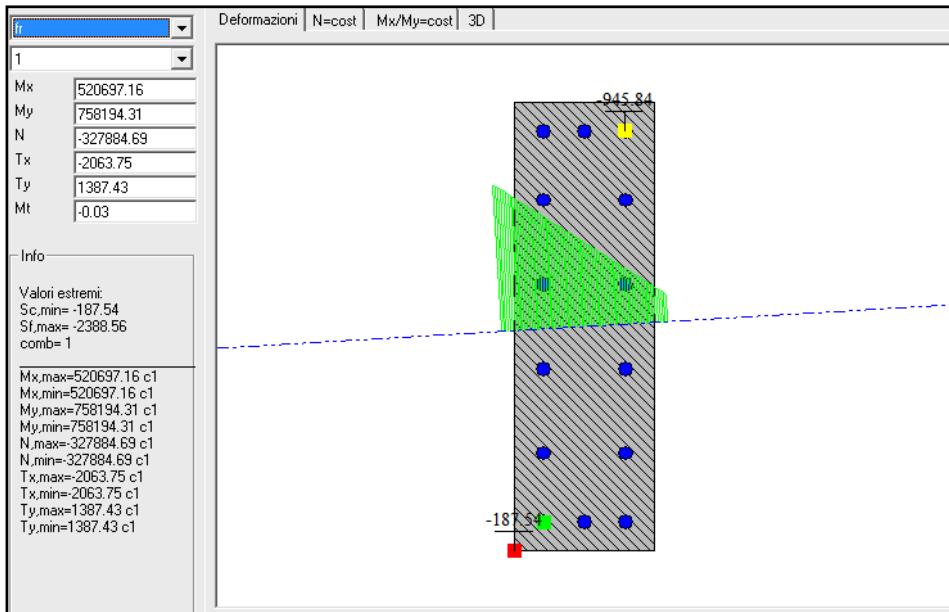
11.3.1.1.2 Verifica a taglio:

<p>✂ Taglio in direzione x Presenti 4Ø10/10 $VEd = 2889$ comb.2 SLU $VRd(4.1.14) = 21277$ $VRcd(4.1.19) = 7272$ $VRsd(4.1.18) = 21906$ $\min(VRcd; VRsd) = 21277$ $VEd < VRd(4.1.14) = 21276.8$ non serve armatura a taglio</p> <p>↑ Taglio in direzione y Presenti 2Ø10/10 $VEd = 1952$ comb.2 SLU $VRd(4.1.14) = 21071$ $VRcd(4.1.19) = 8586$ $VRsd(4.1.18) = 41379$ $\min(VRcd; VRsd) = 21071$ $VEd < VRd(4.1.14) = 21071.5$ non serve armatura a taglio</p>	
---	--



11.3.1.2 Verifica SLE

11.3.1.2.1 Fessurazione:



La sezione non è fessurata.

11.3.1.3 Verifica di autocontrollo sul Pilastro 250x800

Come riportato al § 10.2 delle NTC08 risulta necessario sottoporre i risultati delle elaborazioni ottenute mediante programmi di calcolo per provarne l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel confrontare i risultati di semplici calcolo eseguiti con metodi tradizionali.

Nello specifico si considera la verifica del pilastro, in posizione centrale del modello 2. L'area di carico del pilastro è circa pari a 48.29 mq. I carichi agenti sui 3 piani sorretti dal pilastro sono:

Piano secondo:

- Peso proprio $G_1 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 10 \text{ kN/m}^2$

Piano terzo:

- Peso proprio $G_1 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Piano copertura:

- Peso proprio $G_1 = 9 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 1.70 \text{ kN/m}^2$

Il carico sulla superficie è dato dalla seguente combinazione di carico SLU:

$$q_{SLU(p2)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 8.75 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 10 = 32.38 \text{ kN/m}^2$$

UNILO_AE_G_C_0011

89/195



$$q_{SLU(p3)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 8.75 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 23.38 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU(cop)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 9 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 1.7 = 20.25 \text{ kN/m}^2$$

Si calcola quindi anche lo sforzo assiale sul pilastro:

$$N = (q_{SLU(p2)} + q_{SLU(p3)} + q_{SLU(cop)}) \cdot A = (32.38 + 23.38 + 20.25) \cdot 48.29 = 3670.52 \text{ kN}$$

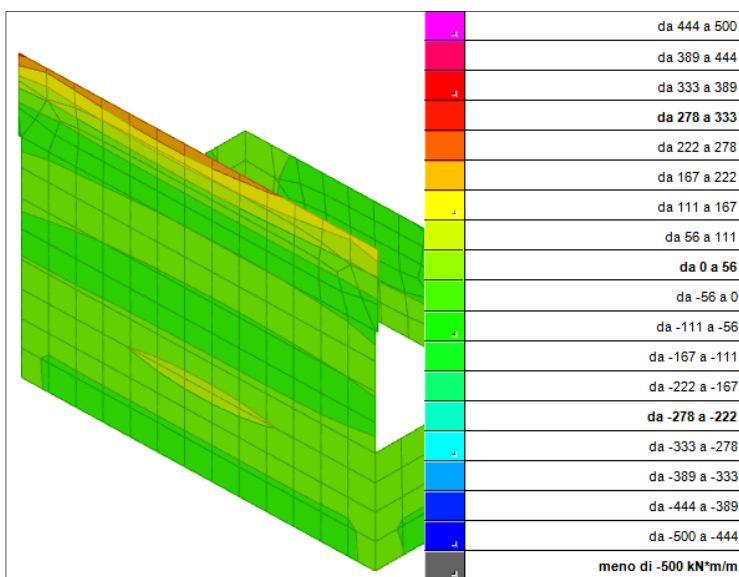
Dal modello di calcolo, lo sforzo assiale alla base del pilastro, a parità di combinazione è di 3279 kN. La differenza tra lo sforzo assiale calcolato con l'area di influenza e quello calcolato con il modello di calcolo è pari a circa il 10.65%.

11.3.2 Verifica del muro spessore 300 mm

Il muro spessore 300 mm viene armato con un armatura verticale base di $\varnothing 16/200$ lato interno e $\varnothing 16/200$ lato esterno. L'armatura orizzontale su entrambe i lati è $\varnothing 12/200$.

Sollecitazioni massime agli SLU:

11.3.2.1 Momento massimo sollecitante sul muro

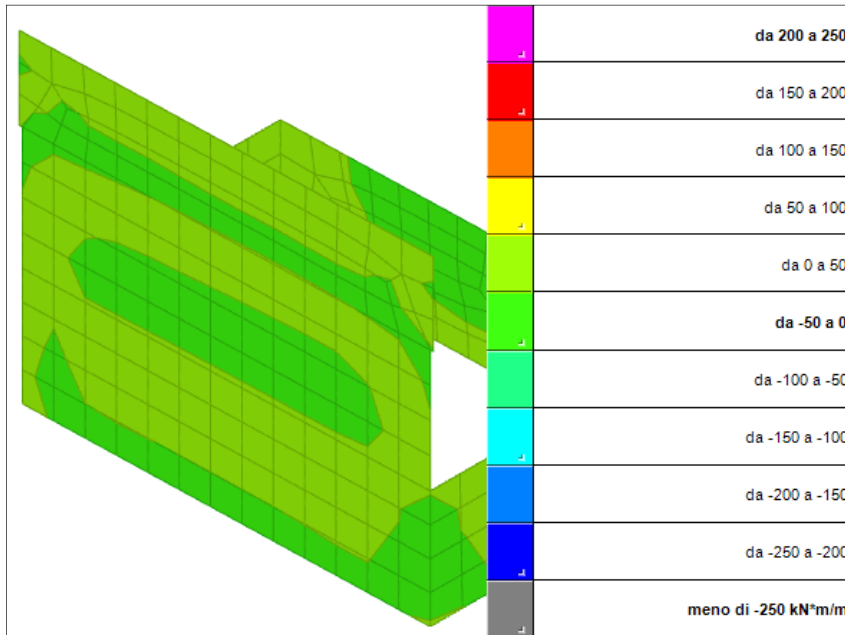


Momento M_{yy}

$$M_{Sd,max} = -167 / +268 \text{ kNm/m}$$

Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale

$$\text{base: } M_{Rd,max} = \pm 469.7 \text{ kNm/m.}$$

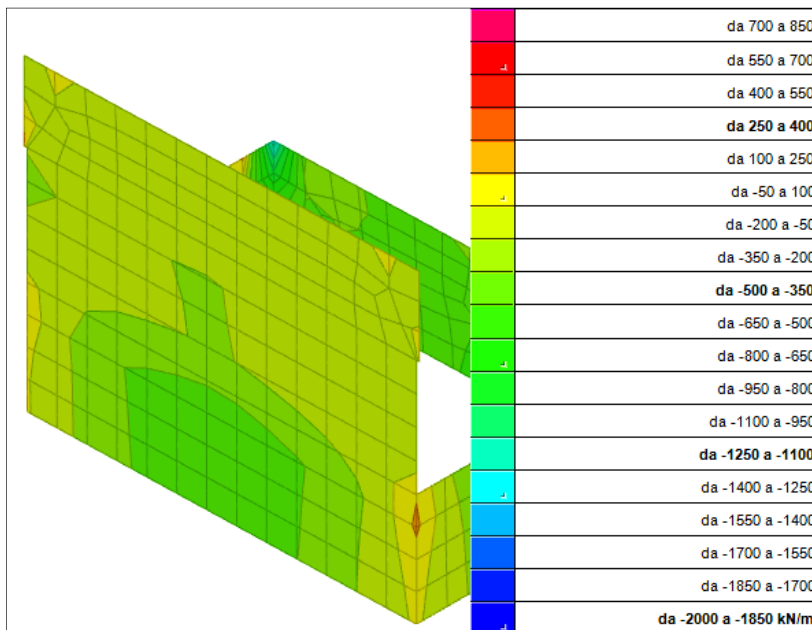


Momento M_{xx}

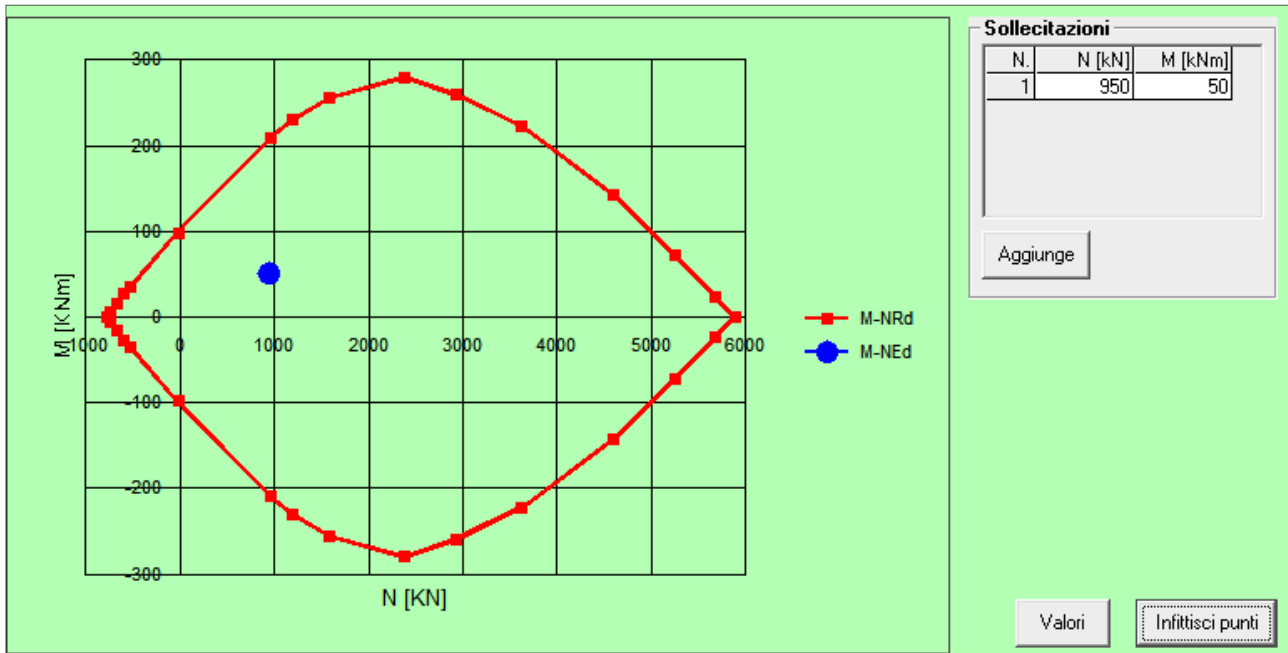
$M_{Sd,max} = -50/+50$ kNm/m

Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale
base: $M_{Rd,max} = \pm 101.6$ kNm/m

11.3.2.1.1 Sforzo Normale sollecitante sul muro

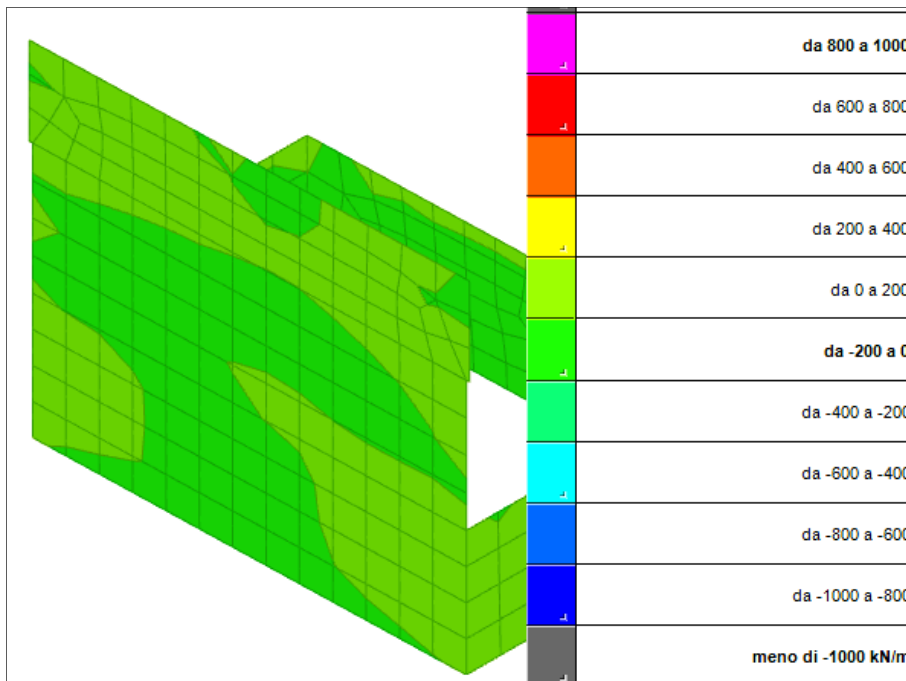


La verifica a presso-flessione porta:



Il coefficiente di sicurezza è 2.0. La verifica è soddisfatta.

11.3.2.2 Sforzo di taglio sollecitante il muro:



Senza armatura a taglio $V_{Rd,c} = \pm 111$ kN/m



VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005	
Caratteristiche geometriche	
Base b =	300 mm
Altezza h =	1000 mm
Copriferi co =	30 mm
Altezza utile d =	970 mm
Caratteristiche dei materiali	
f_{ck} =	30,00 Mpa
f_{cd} =	20,00 Mpa
f_{ctk} =	2,03 Mpa
f_{ctd} =	1,35 Mpa
f_{yk} =	450 Mpa
f_{yud} =	391,30 Mpa
γ_c =	1,50
γ_s =	1,15
Armatura longitudinale in zona tesa	
Diametro ϕ =	16 mm
n. di ferri	5
A_{s1} =	1005 mm ²
Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)	
Diametro ϕ =	12 mm
n. di braccia	2
A_{sv} =	226 mm ²
passo s =	200 mm
Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)	
Diametro ϕ =	mm
n. di ferri	
$A_{sv,ferri}$ =	0 mm ²
passo s =	mm
inclinazione ferri =	
Sollecitazioni	
V_{Ed} =	200 kN
N_{Ed} =	kN (>0 se di traz.)
Verifica puntone compresso	
Taglio max resistente	1536 kN
Verifica senza armatura a taglio	
Parametri	
k =	1,45
k_1 =	0,15
$C_{Rd,c}$ =	0,12
ρ_1 =	0,003
σ_{sp} =	0,000 Mpa
v_{min} =	0,336 Mpa
Taglio max $V_{Rd,c}$ =	111 kN
Verifica:	NON SODDISFATTA
c.s. =	0,55
Verifiche con staffe a 90°	
Parametri	
v_1 =	0,53
α_{cu} =	1
θ =	21,9
$\cot(\theta)$ =	2,5
$V_{Rd,r}$ =	959 kN
$V_{Rd,max}$ =	959 kN
Taglio max $V_{Rd,u}$ =	959 kN
Verifica:	SODDISFATTA
c.s. =	4,79

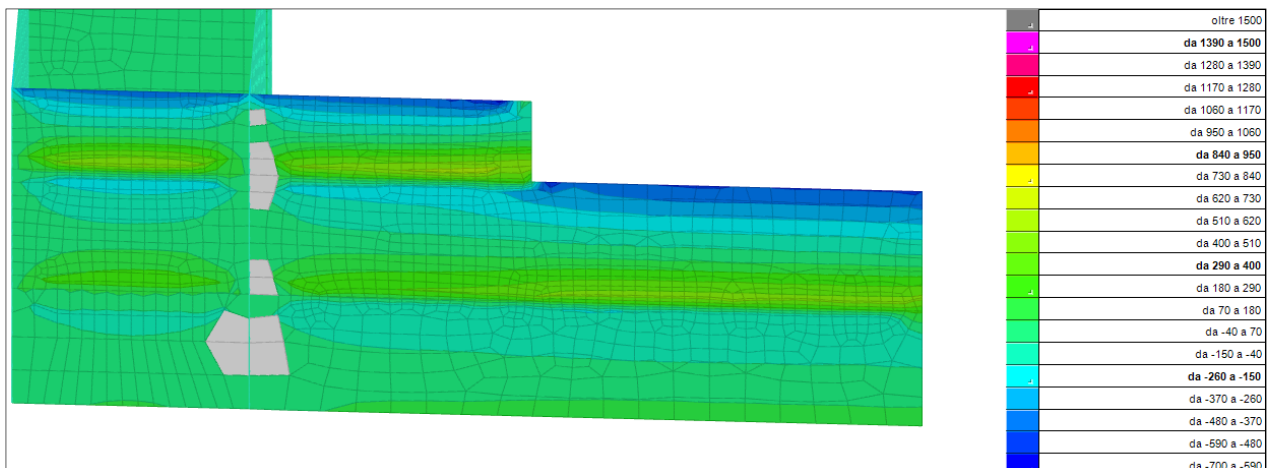
La verifica a taglio è soddisfatta.

11.3.3 Verifica del muro spessore 350 mm

Il muro spessore 350 mm viene armato con un armatura verticale base di Ø20/200 lato interno e Ø20/200 lato esterno. L'armatura orizzontale su entrambe i lati è Ø12/200.

Sollecitazioni massime agli SLU:

11.3.3.1 Momento massimo sollecitante sul muro

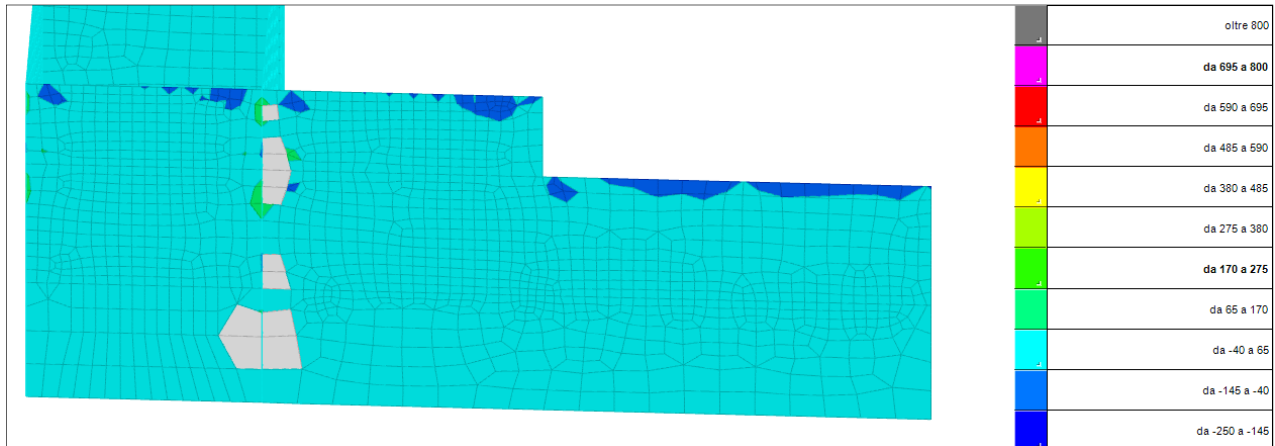


Momento Myy
 UNILO_AE_G_C_0011
 93/195



$M_{Sd,max} = -700/+950$ kNm/m

Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale
base: $M_{Rd,max} = \pm 965.3$ kNm/m.

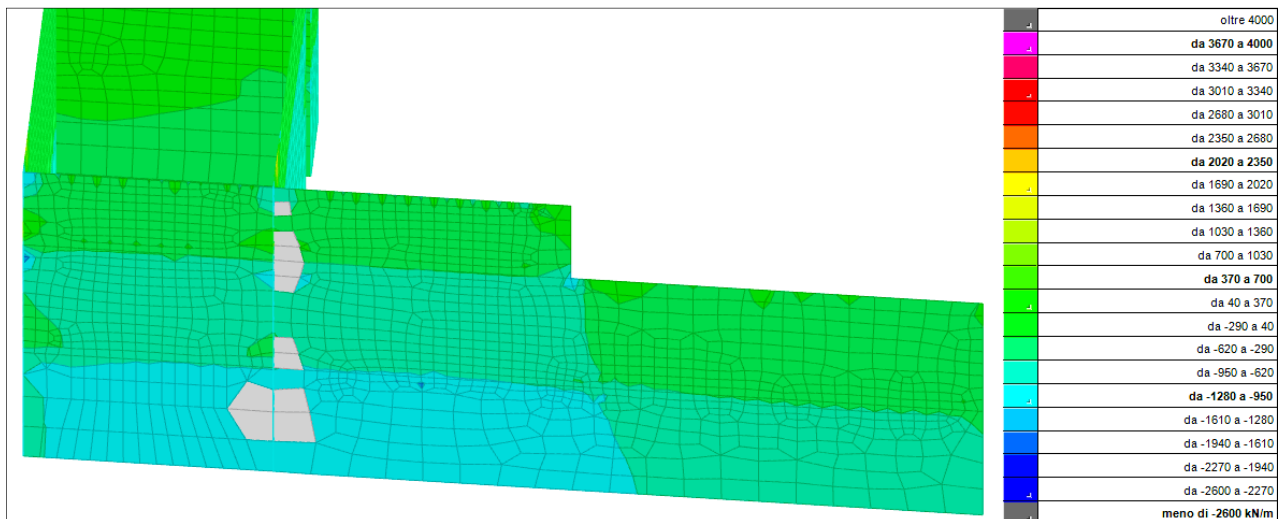


Momento M_{xx}

$M_{Sd,max} = -250/+275$ kNm/m

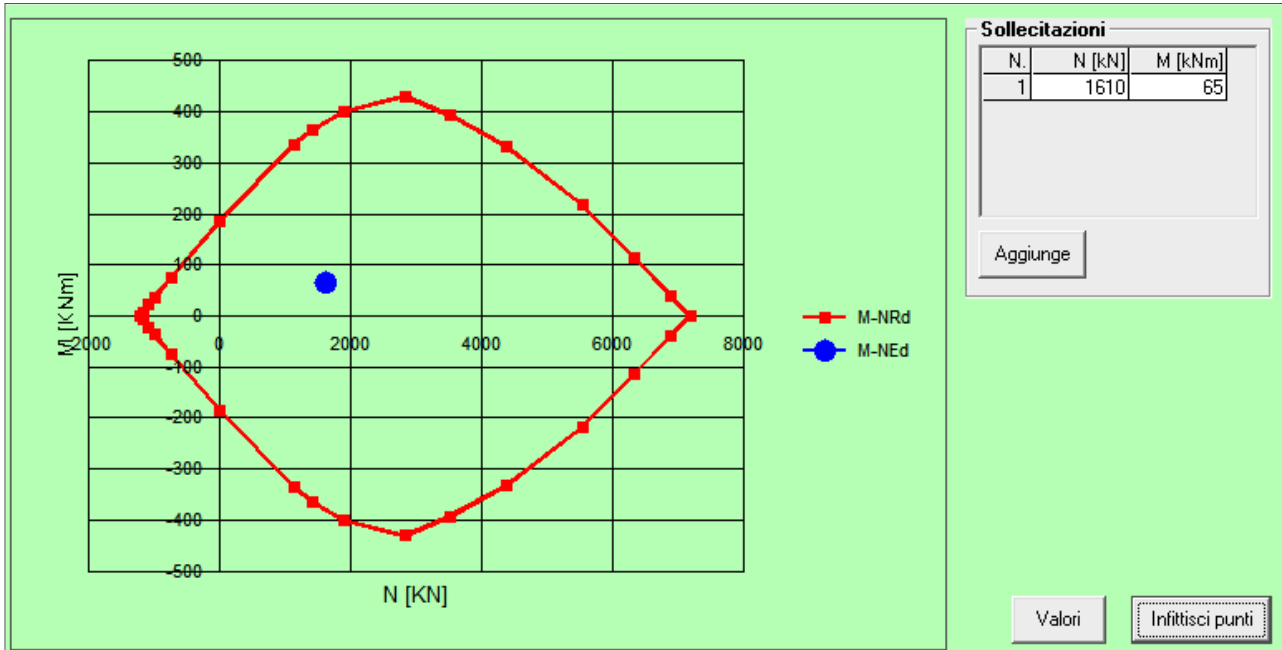
Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale base:
 $M_{Rd,max} = \pm 397.3$ kNm/m

11.3.3.2 Sforzo Normale sollecitante sul muro



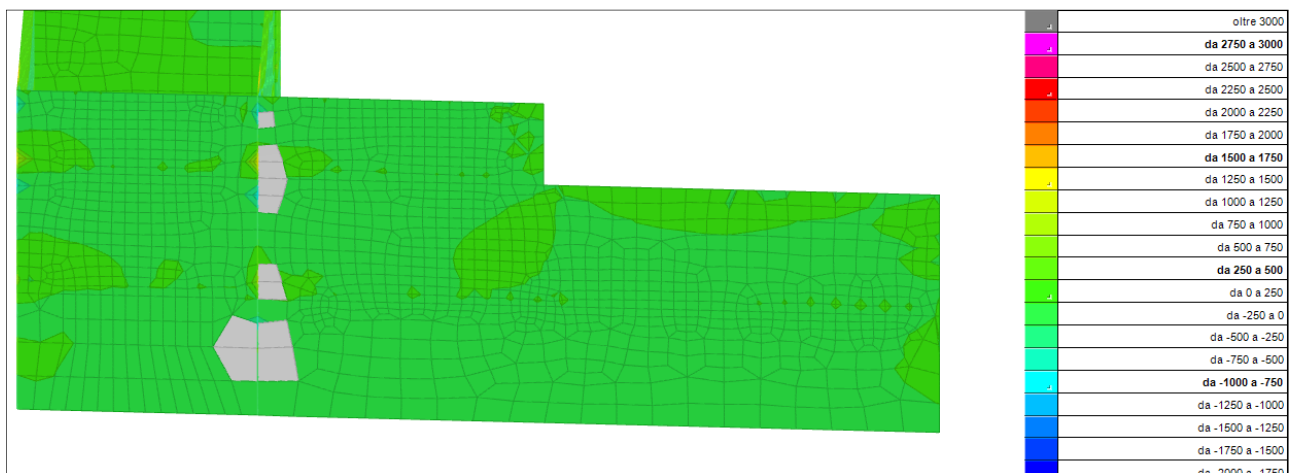


La verifica a presso-flessione porta:



La verifica è soddisfatta.

11.3.3.3 Sforzo di taglio sollecitante il muro:



Senza armatura a taglio $V_{Rd,c} = \pm 123$ kN/m

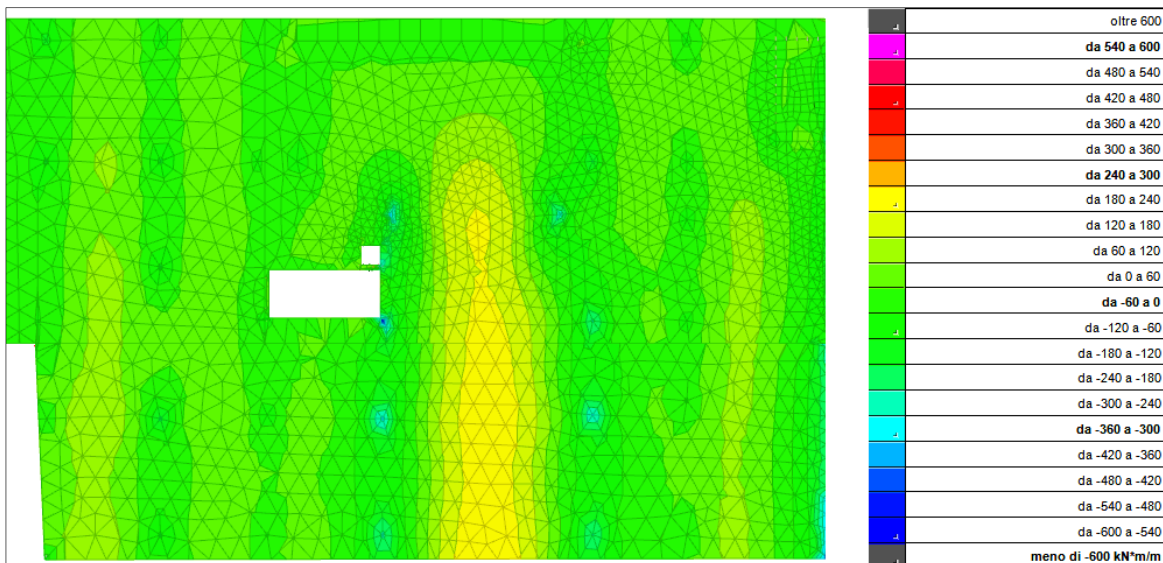


VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005	
Caratteristiche geometriche	
Base b =	350 mm
Altezza h =	1000 mm
Coprifero co =	30 mm
Altezza utile d =	970 mm
Armatura longitudinale in zona tesa	
Diametro ϕ =	20 mm
n. di ferri	5
A_{s1} =	1570 mm ²
Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)	
Diametro ϕ =	12 mm
n. di braccia	2
A_{sv} =	226 mm ²
passo s =	200 mm
Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)	
Diametro ϕ =	mm
n. di ferri	
$A_{sv,ferri}$ =	0 mm ²
passo s =	mm
inclinazione ferri =	
Caratteristiche dei materiali	
f_{ck} =	30,00 Mpa
f_{cd} =	20,00 Mpa
f_{ctk} =	2,03 Mpa
f_{ctd} =	1,35 Mpa
f_{yk} =	450 Mpa
f_{yud} =	391,30 Mpa
γ_c =	1,50
γ_s =	1,15
Sollecitazioni	
V_{Ed} =	500 kN
N_{Ed} =	kN (>0 se di traz.)
Verifica puntone compresso	
Taglio max resistente	1793 kN
Verifica senza armatura a taglio	
Parametri	
k =	1,45
k_1 =	0,15
$C_{Rd,c}$ =	0,12
ρ_1 =	0,005
σ_{sp} =	0,000 Mpa
v_{min} =	0,336 Mpa
Taglio max $V_{Rd,c}$ =	142 kN
Verifica:	NON SODDISFATTA
c.s. =	0,28
Verifiche con staffe a 90°	
Parametri	
v_1 =	0,53
α_{cu} =	1
θ =	21,8
$\cot(\theta)$ =	2,5
$V_{Rd,s}$ =	966 kN
$V_{Rd,max}$ =	1113 kN
Taglio max $V_{Rd,u}$ =	966 kN
Verifica:	SODDISFATTA
c.s. =	1,93

La verifica a taglio è soddisfatta.

11.3.4 Verifica della soletta alleggerita spessore 500 mm

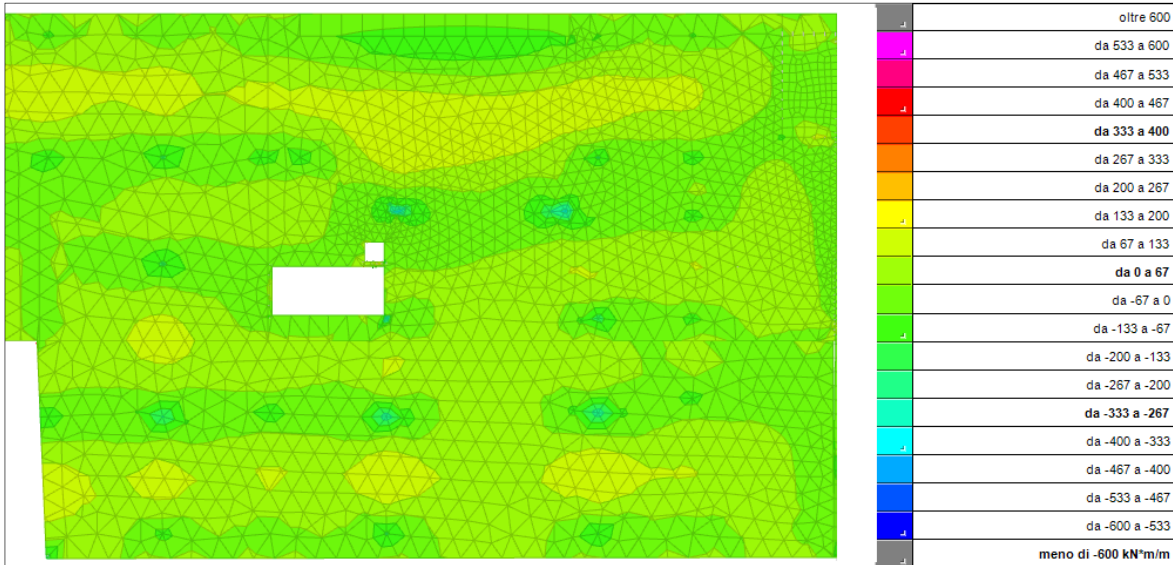
11.3.4.1 Verifica a Flessione agli SLU



Momento Mxx SLU

UNILO_AE_G_C_0011

96/195

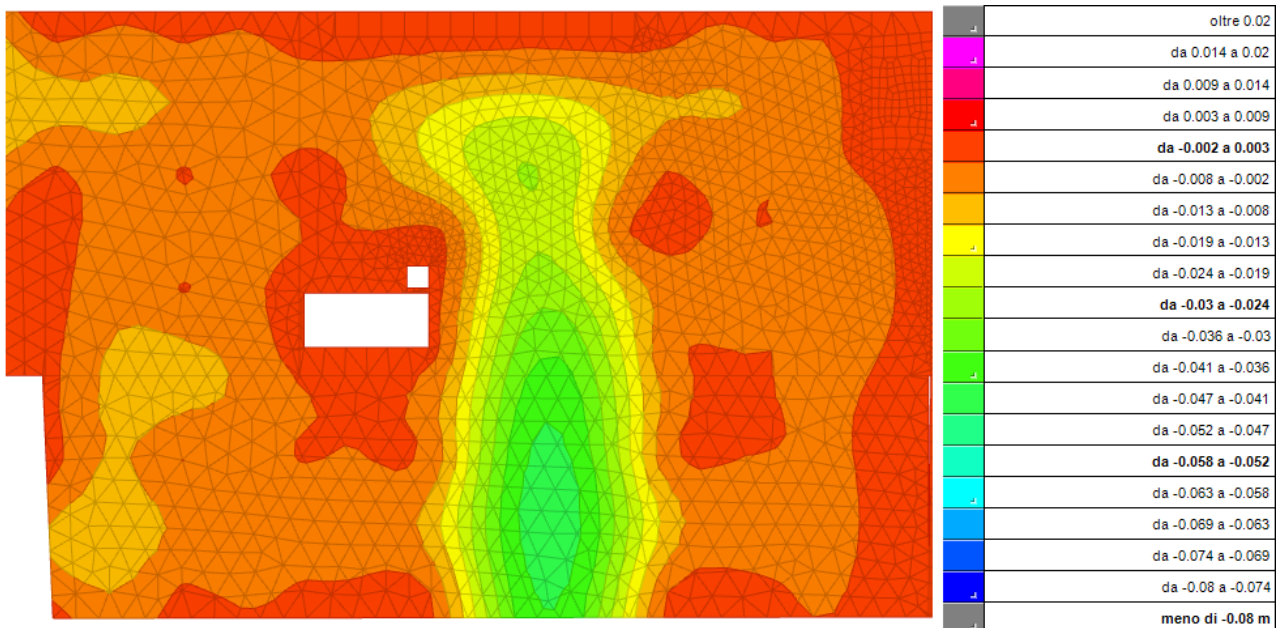


Momento M_{yy} SLU

Viene prevista un armatura diffusa bidirezionale di 1 Ø16/200 sia sul lato inferiore della soletta che superiormente. Il M_{rd} risultante è pari a ± 182.2 kNm /m.

Nelle zone di massimo momento sollecitante in campata viene prevista un'armatura aggiuntiva inferiore su entrambi le direzioni di 1 Ø16/200, in modo tale che il momento sollecitante risulti essere minore rispetto a quello resistente, in quanto quest'ultimo risulta essere pari a +356.1 kNm/m.

11.3.4.2 Verifica della deformazione agli SLE



Andamento delle deformazioni massime allo SLE

Gli abbassamenti previsti in fase elastica risultano essere verificati.

UNIL0_AE_G_C_0011
97/195



11.3.4.3 Verifica di autocontrollo sulla soletta di spessore 500 mm

Come riportato al § 10.2 delle NTC08 risulta necessario sottoporre i risultati delle elaborazioni ottenute mediante programmi di calcolo per provarne l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel confrontare i risultati di semplici calcolo eseguiti con metodi tradizionali.

Nello specifico si considera la verifica la soletta come una striscia fittizia di soletta pari a un metro. La soletta bidirezionale misura 8.55x15 m. I carichi agenti sulla soletta risultano essere pari a :

- Permanenti $G_2 = 9 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 5 \text{ kN/m}^2$

Il carico sulla superficie è dato dalla seguente combinazione di carico SLU:

$$q_{\text{SLU}} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 9 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 5 = 25.2 \text{ kN/m}^2$$

La soletta viene schematizzata con una trave di larghezza fittizia pari a 1m, incastrate alle estremità. Il rapporto tra le 2 dimensioni principali è pari a $15/8.55 = 1.754$. Sulla base delle condizioni di vincolo ai bordi, si assume $k=1$ e si calcolano i carichi q_x e q_y che gravano sulle strisce centrali:

$$q_x = \frac{q \cdot y^4}{k \cdot x^4 + y^4} = \frac{25.2 \cdot 8.55^4}{15^4 + 8.55^4} = 2.406 \text{ kN/m}$$

$$q_y = \frac{q \cdot x^4}{k \cdot x^4 + y^4} = \frac{25.2 \cdot 15^4}{15^4 + 8.55^4} = 22.79 \text{ kN/m}$$

Sulla base delle condizioni di vincolo ai bordi, i momenti in mezzzeria risultano essere:

$$M_x = \frac{1}{12} q_x x^2 = \frac{2.406 \cdot 15^2}{12} = 45.11 \text{ kNm}$$

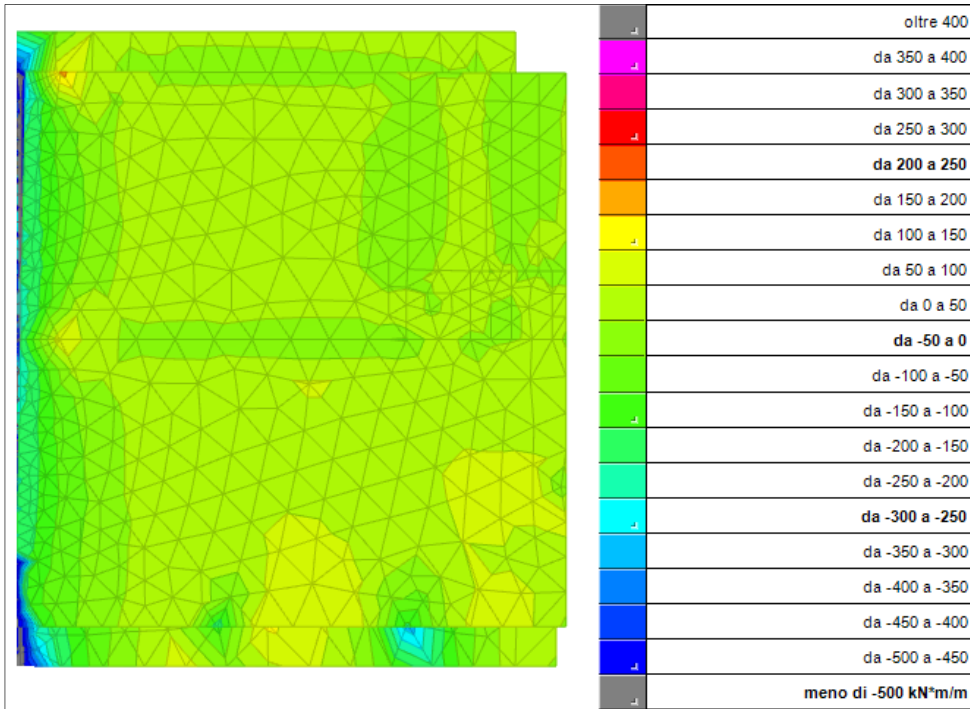
$$M_y = \frac{1}{12} q_y y^2 = \frac{22.79 \cdot 8.55^2}{12} = 138.8 \text{ kNm}$$

Il momento da modello di calcolo in direzione y è di circa 180 kNm, mentre in direzione x è pari a circa 67 kNm, a parità di combinazione.

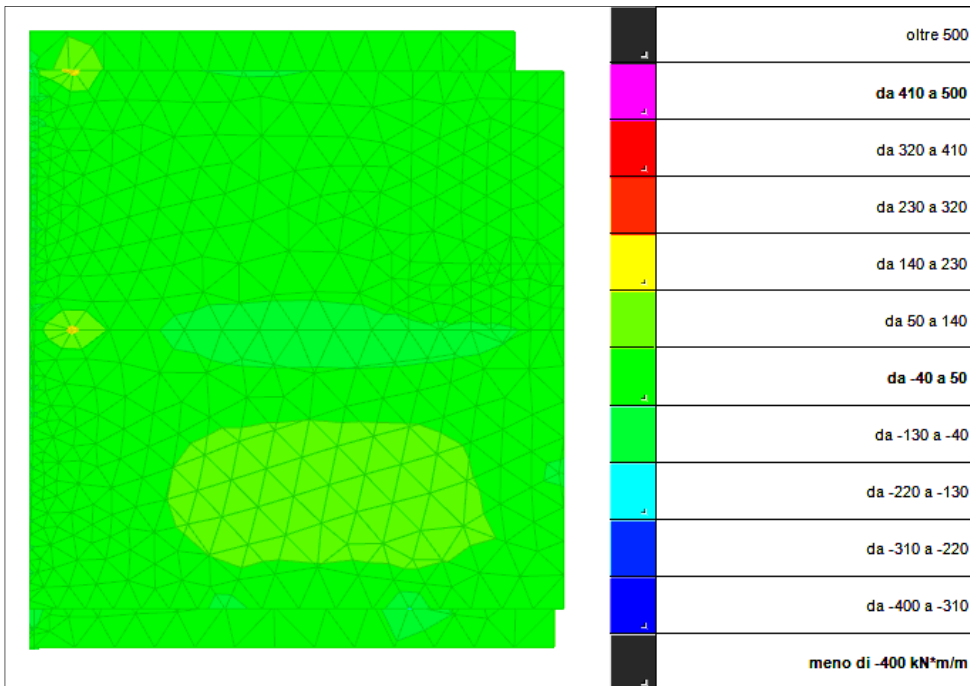


11.3.5 Verifica della soletta piena spessore 300 mm

11.3.5.1 Verifica a Flessione agli SLU



Momento M_{xx} SLU



Momento M_{yy} SLU

Viene prevista un armatura diffusa bidirezionale di 1 $\varnothing 16/200$ sia sul lato inferiore della soletta che superiormente. Il M_{rd} risultante è pari a ± 102.4 kNm /m.

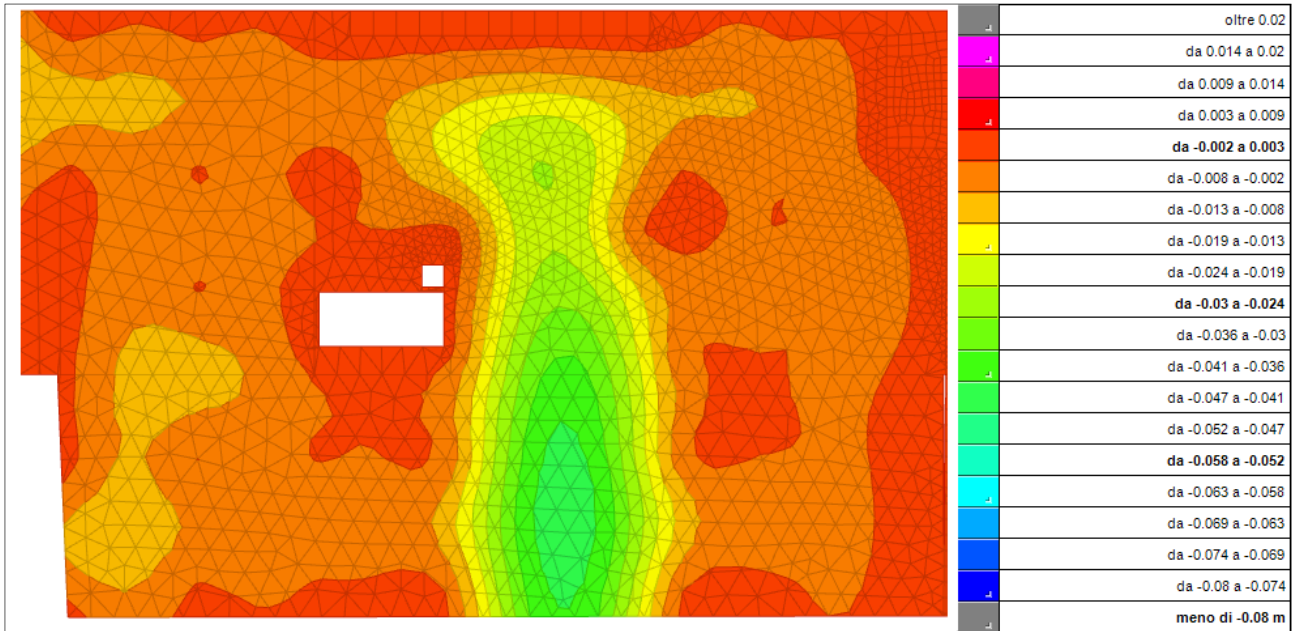
UNILO_AE_G_C_0011

99/195



Nelle zone di massimo momento sollecitante in campata viene prevista un'armatura aggiuntiva inferiore su entrambi le direzioni di 1 Ø20/200, in modo tale che il momento sollecitante risulti essere minore rispetto a quello resistente, in quanto quest'ultimo risulta essere pari a +249.4 kNm/m.

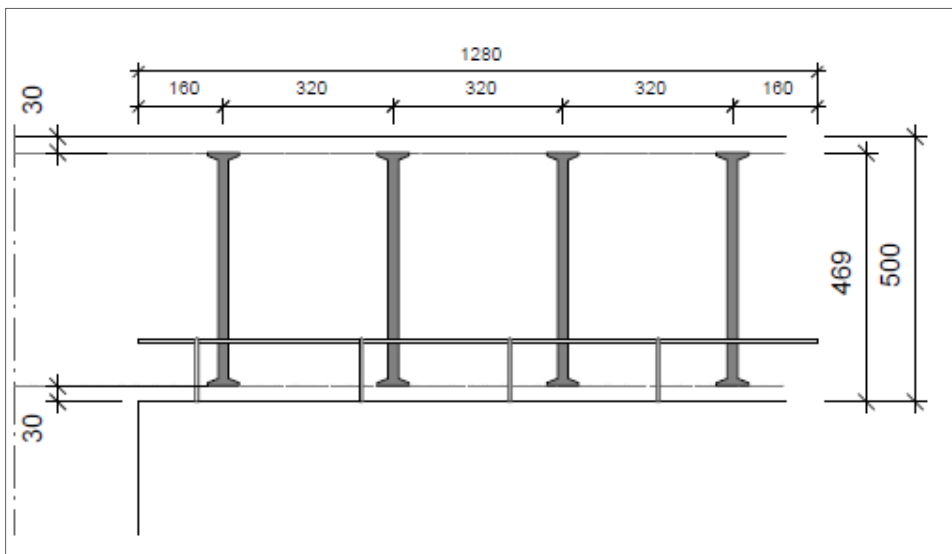
11.3.5.2 Verifica della deformazione agli SLE

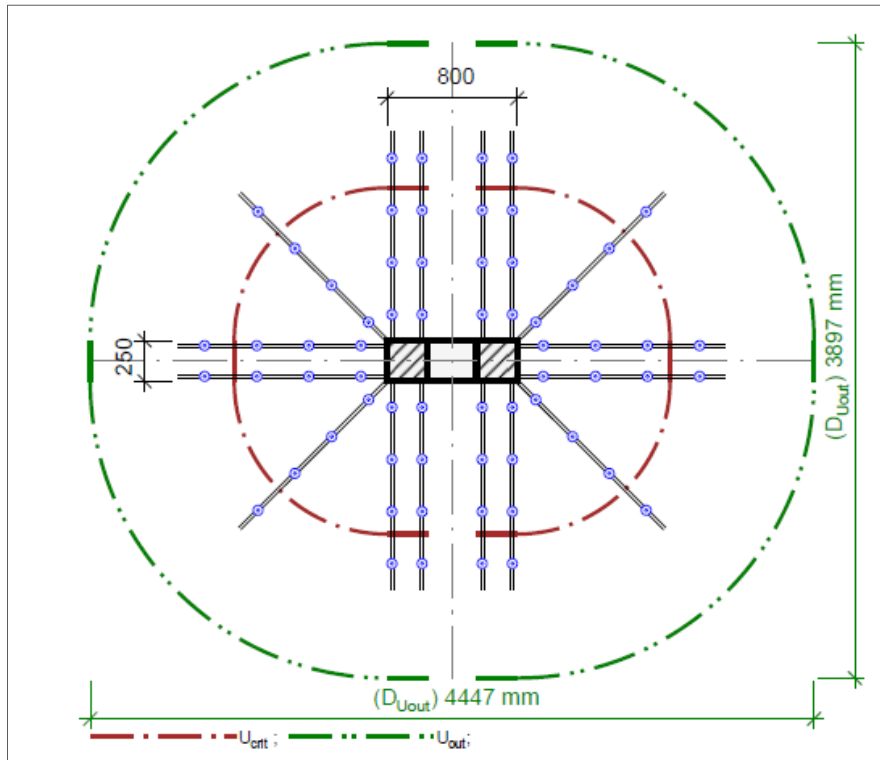


Gli abbassamenti previsti in fase elastica risultano essere verificati.

11.3.5.3 Verifica a Punzonamento

Il carico punzonante agente sul pilastro più caricato è pari a 2664 kN allo SLU. Sono da inserirsi 16 raggi per 4 chiodi Ø20 a passo 320 mm.





sollecitazione

carico di punzonamento $V_{Ed} = 2664 \text{ kN}$
componente dinamica $V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$
il carico di punzonamento viene uniformemente distribuito sul solo perimetro critico attivo
fattore amplificativo del carico $\beta = 1 + k \cdot M_{Ed} / V_{Ed} \cdot u_{crit} / W = 1,10$

dimensione - pilastro interno rettangolare

larghezza del pilastro $a = 800 \text{ mm}$
spessore del pilastro $b = 250 \text{ mm}$
spessore piastra $h = 500 \text{ mm}$
altezza statica $d = 469 \text{ mm}$
copriferro sopra/sotto $co; cu = 30; 30 \text{ mm}$

materiale

calcestruzzo C40/50 ($f_{ck} = 40,0 \text{ N/mm}^2$)
acciaio B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$)
grado d'armatura $\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (1,00 \cdot 1,00)^{1/2} = 1,00 \%$
 $A_{sx} = 46,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \phi 20/67 \text{ mm}$); $A_{sy} = 46,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \phi 20/67 \text{ mm}$)

l'armatura deve essere ancorata all'esterno del perimetro più esterno "Uout"

la seguente armatura di collasso deve essere disposta sopra il pilastro secondo:

$$V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 38,1 \text{ cm}^2$$

Verifica a punzonamento secondo DIN EC2 + NA:2013 + ETA

fattore $\kappa = \min\{1 + (200/d)^{1/2}; 2\} = 1,65$
influenza del solaio a lastre $\eta = 1 + (d-200)/1000 \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,27$
fattore $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12$
Resistenza minima del calcestruzzo $v_{min} = (0,0525 / \gamma_c) \cdot \kappa^2 \cdot f_{ck}^{3/2} = 470,5 \text{ kN/m}^2$
portata del calcestruzzo $V_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 678,4 \text{ kN/m}^2$

perimetro critico u_{crit}

Distanza critica $a_{crit} = 2,0d = 938 \text{ mm}$
lunghezza del perimetro $u_{crit} = 7,394 \text{ m}$
taglio da assorbire $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 2930,4 \text{ kN}$
portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,crit} = V_{Rd,c} \cdot d \cdot u_{crit} = 2352,4 \text{ kN}$
portata massima $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit} \cdot (CRdc=0,12) \cdot 1,96 = 4610,7 \text{ kN}$

$$V_{Rd,c,crit} = 2352,4 \text{ kN} \leq V_{Ed,\beta} = 2930,4 \text{ kN} \leq V_{Rd,max,crit} = 4610,7 \text{ kN}$$

necessaria armatura a punzonamento, selezionato:



16x Schöck BOLE 20/440-4/A1280-CV30

Verifica della resistenza dell'acciaio

$$V_{Ed,\beta} = 2930,4 \text{ kN} \leq V_{Rd,sy,crit} = m_c \cdot n_c \cdot A_{s,i} \cdot f_{yd} / \eta = 3444 \text{ kN}$$

perimetro esterno u_{out} (vorh $l_s + 1,5d$)

Lunghezza della zona armata	$l_s = 1120 \text{ mm}$
lunghezza del perimetro	$u_{out} = 12,957 \text{ m}$
fattore amplificativo del carico	$\beta_{red} = \beta = 1,10$
taglio da assorbire	$V_{Ed,out} = \beta_{red} \cdot V_{Ed} = 2930,4 \text{ kN}$
portata del calcestruzzo	$V_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot K \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/2}; v_{min}\} = 565,3 \text{ kN/m}^2$
portata del calcestruzzo	$V_{Rd,c,out} = v_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out} = 3435,5 \text{ kN}$

$$V_{Ed,out} = 2930,4 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,out} = 3435,5 \text{ kN}$$

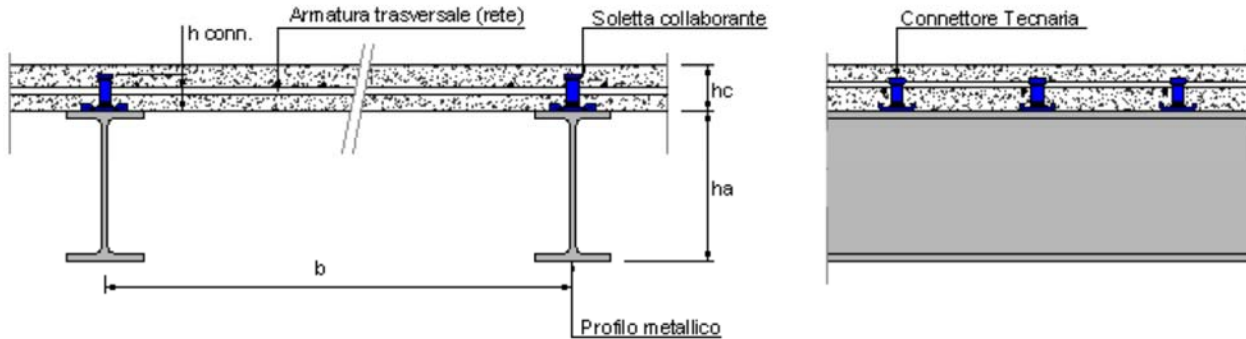
11.3.6 Verifica travi "ponte" piani 1 e 2

Si riporta la verifica delle travi dell'edificio a "ponte". Si tratta di travi in acciaio HeB700 passo 1.3 metri collaboranti con una soletta in calcestruzzo armato di spessore 250 mm. Si riportano di seguito le verifiche eseguite con idoneo programma di calcolo. Le travi vengono contromontate di 50 mm per limitare la freccia in esercizio.

Tipologia	Soletta piena		Coefficienti di sicurezza	
	Trave puntellata		Azioni - Permanenti:	1.30
	Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti.		Azioni - Perm. non strutturali:	1.50
	Ambiente: non secco, cls antiritiro		Azioni - Variabili:	1.50
			Materiali - Acciaio:	1.05
	Limite all'inflessione delta $2=L / 300$		Materiali - Calcestruzzo:	1.50
	Limite all'inflessione finale $= L / 250$		Materiali - Connettori:	1.25
			Materiali - Acciaio per barre:	1.15
			Materiali - Lamiera Grecata:	1.10
Geometria	Luce di calcolo:	2900.0 cm	Profilo metallico	
	Interasse travi: (b)	130.0 cm	Nome:	HE 700 B
	Spessore soletta: (hc)	25.0 cm	Altezza trave - ha:	700.0 mm
	-		Larghezza ala superiore - bf:	300.0 mm
			Spessore ala superiore - tf:	32.0 mm
			Larghezza ala inferiore - bfi:	300.0 mm
			Spessore ala inferiore - tfi:	32.0 mm
			Spessore anima - tw:	17.0 mm
			Raggio - r0:	27.0 mm
			Raggio - r1:	0.0 mm
			Area:	30640 mm ²
			ly:	256900.0 cm ⁴
			Wy Sup:	7340000 mm ³
			Wy Inf:	7340000 mm ³
			W Ply:	8327000 mm ³
Cls	C30/37 (Solo Ec4)		Acciaio	S355 - Fe510
	fck:	30 N/mm ²		fy:
	Rck:	37 N/mm ²	Es	210000 N/mm ²
	Peso specifico:	24.0 kN/m ³		
	Ecm:	32837 N/m ²		
Carichi	Peso proprio:	7.84 kN/m ²	Tramezzi:	1.60 kN/m ²
	Altri permanenti di 1° fase:	0.00 kN/m ²		Altri:
	Sottofondo:	1.40 kN/m ²	Variabili	4.00 kN/m ²
	Pavimento:	1.00 kN/m ²		



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Fase 1+2 - sezione mista - SLU - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista:	1
Base efficace: (B _{eff})	130.0 cm
Asse neutro pl. dall'estradosso:	27.3 cm
Momento sollecitante - M _{Ed} :	3032.5 kNm
Momento resistente - M _{Rd} :	4161.9 kNm
Verifica momento:	0.73

Calcolo plastico	
Azioni:	28.85 kN/m
Altezza totale:	95.0 cm
Taglio sollecitante - V _{Ed} :	418.3 kN
Taglio resistente - V _{Rd} :	2257.4 kN
Verifica taglio:	0.19

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale:	-50.0 mm	
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: P.p.+ Perm.:	94.4 mm	
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var. + viscosità:	60.3 mm	
Delta da ritiro:	8.0 mm	
Delta 2:	68.3 mm	= L / 425
Delta finale totale:	112.7 mm	= L / 257

Asse neutro elastico dall'estradosso cls:	38.5 cm	
Coeff. di omogeneizzazione - n	- istantaneo: 6.40	- a tempo infinito: 12.79
Momento di inerzia sezione omog. - I	- istantaneo: 714652.5 cm ⁴	- a tempo infinito: 583535.7 cm ⁴
Incremento freccia per interazione incompleta:	1.0	
Frequenza fondamentale naturale:	1.7 Hz	calcolata con combinazione frequente. psi=0.7

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione a completo ripristino di resistenza	
Connettori di calcolo - n:	361
Connettori per il completo ripristino di resistenza - n _f :	361
Connettori per la massima resistenza elastica - n _e :	244
(riferimento di calcolo per le sollecitazioni: PR _d * k)	

Tipo Connettore:	CTF 12/135
Altezza:	135 mm
Resistenza del connettore - PR _d :	30.60 kN
Coeff. riduttivo - k:	1.00
Resistenza connessione - PR _d * k:	30.60 kN
Connettore duttile	Distribuzione connettori plastica uniforme

Connessione rigida per carenza di connettori.

Posizionamento connettori:			
Distribuzione uniforme:	Lunghezza trave (cm)	Connettori per trave	Passo (cm)
	2900	724	4.0
-- alternativa --			
Distribuzione variabile:	Lunghezza settore (cm)	Connettori per settore	
	settore a sinistra	181	4.0
	settore centrale	1450	8.1
	settore a destra	181	4.0
	Totale	543	

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C

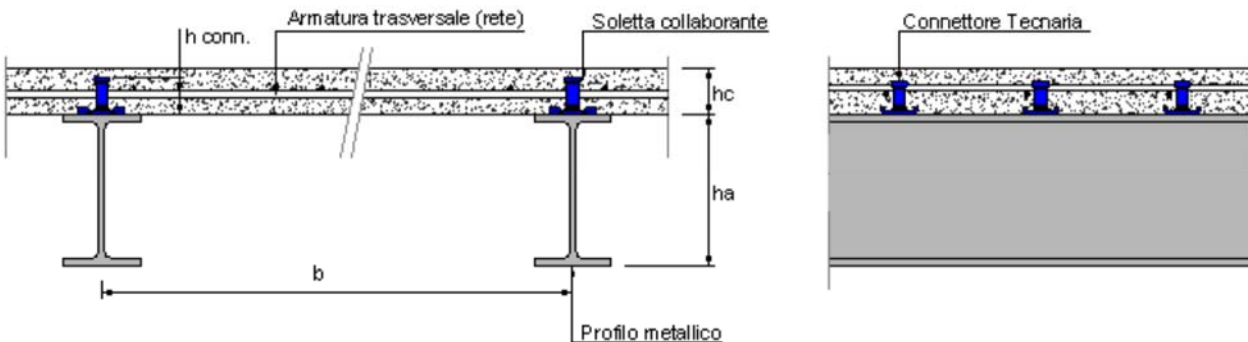
Soletta	Armatura trasversale soletta:	5.0 cm ² /m
---------	-------------------------------	------------------------



11.3.7 Verifica travi "ponte" in copertura

Si riporta la verifica delle travi collaboranti del ponte in copertura. Invece di HeB700 si usano HeB550.

Tipologia	Soletta piena		Coefficienti di sicurezza	Azioni - Permanenti:	1.30
	Trave puntellata			Azioni - Perm. non strutturali:	1.50
	Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti.			Azioni - Variabili:	1.50
	Ambiente: non secco, cls antiritiro			Materiali - Acciaio:	1.05
	Limite all'inflessione $\Delta = L / 250$			Materiali - Calcestruzzo:	1.50
	Limite all'inflessione finale = $L / 200$			Materiali - Connettori:	1.25
				Materiali - Acciaio per barre :	1.15
				Materiali - Lamiera Grecata:	1.10
Geometria	Luce di calcolo:	2900.0 cm	Profilo metallico	Nome:	HE 550 B
	Interasse travi: (b)	130.0 cm		Altezza trave - ha:	550.0 mm
	Spessore soletta: (hc)	25.0 cm		Larghezza ala superiore - bf:	300.0 mm
	-			Spessore ala superiore - tf:	29.0 mm
				Larghezza ala inferiore - bfi:	300.0 mm
				Spessore ala inferiore - tfi:	29.0 mm
				Spessore anima - tw:	15.0 mm
				Raggio - r0:	27.0 mm
				Raggio - r1:	0.0 mm
				Area:	25410 mm ²
				Iy:	136700.0 cm ⁴
				Wy Sup:	4971000 mm ³
				Wy Inf:	4971000 mm ³
				W Ply:	5591000 mm ³
Cls	C32/40		Acciaio	S355 - Fe510	
	fck:	32 N/mm ²		fy:	345 N/mm ²
	Rck:	40 N/mm ²	Es	210000 N/mm ²	
	Peso specifico:	24.0 kN/m ³			
	Ecm:	33346 N/m ²			
Carichi	Peso proprio:	7.52 kN/m ²	Tramezzi:	0.00 kN/m ²	
	Altri permanenti di 1° fase:	0.00 kN/m ²	Altri:	0.00 kN/m ²	
	Sottofondo:	2.00 kN/m ²	Variabili	1.70 kN/m ²	
	Pavimento:	2.00 kN/m ²			





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Fase 1+2 - sezione mista - SLU - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista:	1	Calcolo plastico	
Base efficace (Beff)	130.0 cm	Azioni:	23.83 kN/m
Asse neutro pl. dall'estradosso:	26.2 cm	Altezza totale:	80.0 cm
Momento sollecitante - ME _d :	2505.3 kNm	Taglio sollecitante - VE _d :	345.6 kN
Momento resistente - MR _d :	3017.3 kNm	Taglio resistente - VR _d :	1565.0 kN
Verifica momento:	0.83	Verifica taglio:	0.22

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale:	-100.0 mm		
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: P.p.+ Perm.:	150.7 mm		
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var. + viscosità:	61.7 mm		
Delta da ritiro:	10.2 mm		
Delta 2:	71.9 mm	= L / 404	
Delta finale totale:	122.6 mm	= L / 237	
Asse neutro elastico dall'estradosso cls:	32.3 cm		
Coeff. di omogeneizzazione - n	- istantaneo: 6.30	- a tempo infinito: 12.60	
Momento di inerzia sezione omog. - I	- istantaneo: 436003.2 cm ⁴	- a tempo infinito: 354981.0 cm ⁴	
Incremento freccia per interazione incompleta:	1.0		
Frequenza fondamentale naturale:	1.4 Hz	calcolata con combinazione frequente.	psi1= 0.7

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione a completo ripristino di resistenza			
Connettori di calcolo - n:	385		
Connettori per il completo ripristino di resistenza - nf:	385		
Connettori per la massima resistenza elastica - ne:	231		
(riferimento di calcolo per le sollecitazioni: PR _d *k)			
Tipo Connettore:	CTF 12/135		
Altezza:	135 mm		
Resistenza del connettore - PR _d :	30.60 kN		
Coeff. riduttivo - k:	1.00		
Resistenza connessione - PR _d * k:	30.60 kN		
Connettore duttile	Distribuzione connettori plastica uniforme		
Connessione rigida per carenza di connettori.			
Posizionamento connettori:	Lunghezza trave (cm)	Connettori per trave	Passo (cm)
Distribuzione uniforme:	2900	772	3.8
-- alternativa --			
Distribuzione variabile:	Lunghezza settore (cm)	Connettori per settore	
settore a sinistra	725	193	3.8
settore centrale	1450	193	7.6
settore a destra	725	193	3.8
Totale		579	

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta	Armatura trasversale soletta:	5.2 cm ² /m
---------	-------------------------------	------------------------



11.4 VERIFICA PRINCIPALI ELEMENTI MODELLO 3

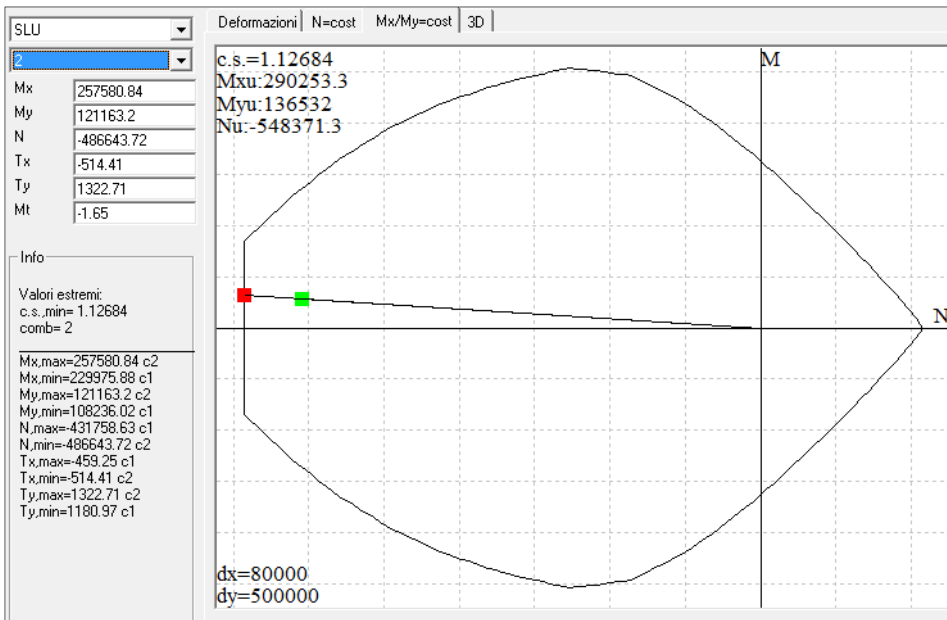
11.4.1 Verifica sui Pilastrì 250x800 mm

Dati generali di progetto:

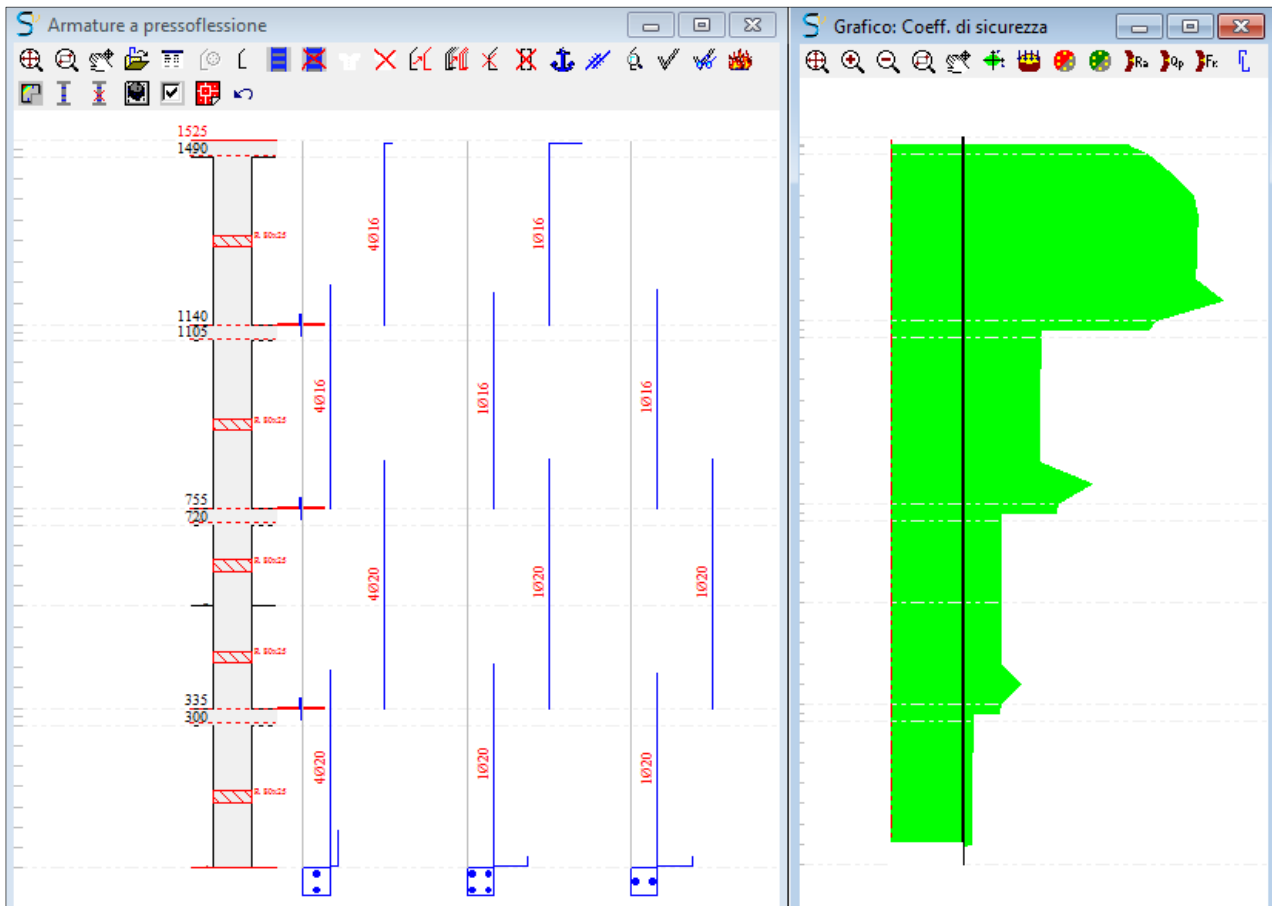
- dimensioni sezione: 250x800 mm;
- armatura longitudinale: 14 $\varnothing 24$
- armatura trasversale: staffe $\varnothing 10/100$ in prossimità nodi soletta - pilastro
staffe $\varnothing 10/200$.

11.4.1.1 Verifiche allo SLU

11.4.1.1.1 Verifica a pressoflessione



Il coefficiente di sicurezza è 1,13. La sezione risulta verificata.



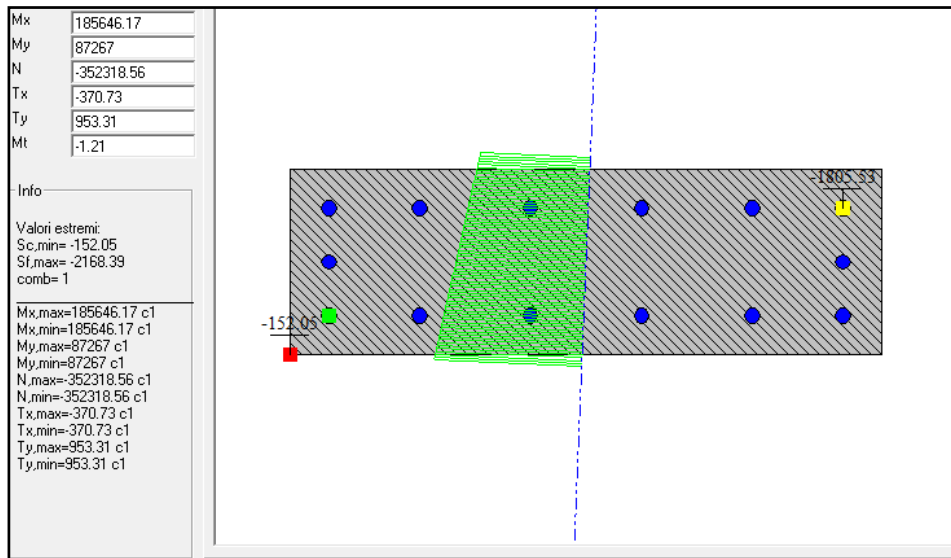
11.4.1.1.2 Verifica a taglio:

<p>✗ Taglio in direzione x Presenti 2Ø10/10 $VEd = 4404$ comb.4 SLV $VRd (4.1.14) = 21071$ $VRcd (4.1.19) = 90575$ $VRsd (4.1.18) = 41379$ $\min(VRcd; VRsd) = 41379$ $VEd < VRd (4.1.14) = 21071.5$ non serve armatura a taglio</p>	
<p>↑y Taglio in direzione y Presenti 4Ø10/10 $VEd = 1669$ comb.12 SLV $VRd (4.1.14) = 21277$ $VRcd (4.1.19) = 76635$ $VRsd (4.1.18) = 21906$ $\min(VRcd; VRsd) = 21906$ $VEd < VRd (4.1.14) = 21276.8$ non serve armatura a taglio</p>	



11.4.1.2 Verifica SLE

11.4.1.2.1 Fessurazione:



La sezione non è fessurata.

11.4.1.3 Verifica di autocontrollo sul Pilastro 250x800

Come riportato al § 10.2 delle NTC08 risulta necessario sottoporre i risultati delle elaborazioni ottenute mediante programmi di calcolo per provarne l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel confrontare i risultati di semplici calcolo eseguiti con metodi tradizionali.

Nello specifico si considera la verifica del pilastro, in posizione centrale del modello 3. L'area di carico del pilastro è circa pari a 55.64 mq. I carichi agenti sui 3 piani sorretti dal pilastro sono:

Piano primo:

- Peso proprio $G_1 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Piano secondo:

- Peso proprio $G_1 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Piano terzo:

- Peso proprio $G_1 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Piano copertura:

- Peso proprio $G_1 = 7.5 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 1.70 \text{ kN/m}^2$



Il carico sulla superficie è dato dalla seguente combinazione di carico SLU:

$$q_{SLU(p1)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 21.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU(p2)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 21.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU(p3)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 21.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU(cop)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 1.7 = 18.30 \text{ kN/m}^2$$

Si calcola quindi anche lo sforzo assiale sul pilastro:

$$N = (q_{SLU(p1)} + q_{SLU(p2)} + q_{SLU(p3)} + q_{SLU(cop)}) \cdot A = (21.75 + 21.75 + 21.75 + 18.30) \cdot 55.64 = 4648 \text{ kN}$$

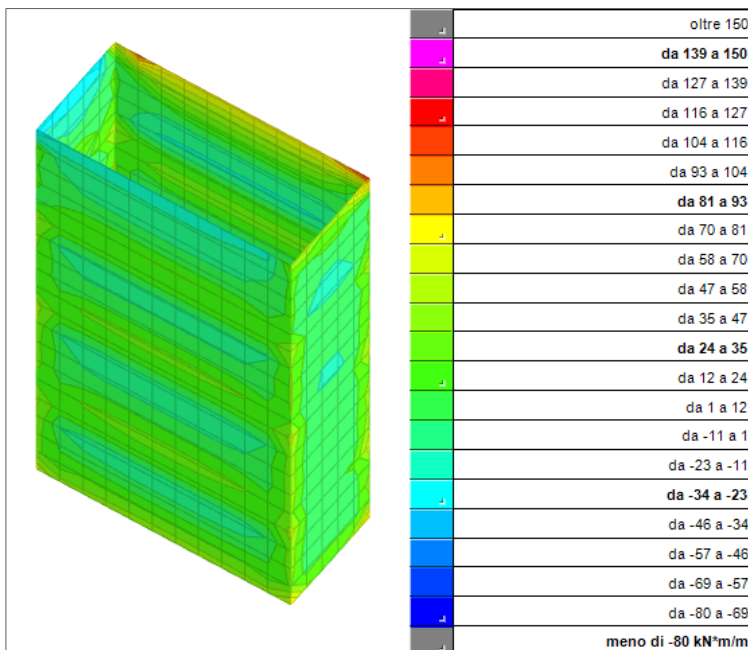
Dal modello di calcolo, lo sforzo assiale alla base del pilastro, a parità di combinazione è di 4866 kN. La differenza tra lo sforzo assiale calcolato con l'area di influenza e quello calcolato con il modello di calcolo è pari a circa il 5%.

11.4.2 Verifica del nucleo ascensori spessore 300 mm

Il muro spessore 300 mm viene armato con un armatura verticale base di Ø16/200 lato interno e Ø16/200 lato esterno. L'armatura orizzontale su entrambe i lati è Ø12/200.

Sollecitazioni massime agli SLU:

11.4.2.1 Momento massimo sollecitante sul nucleo

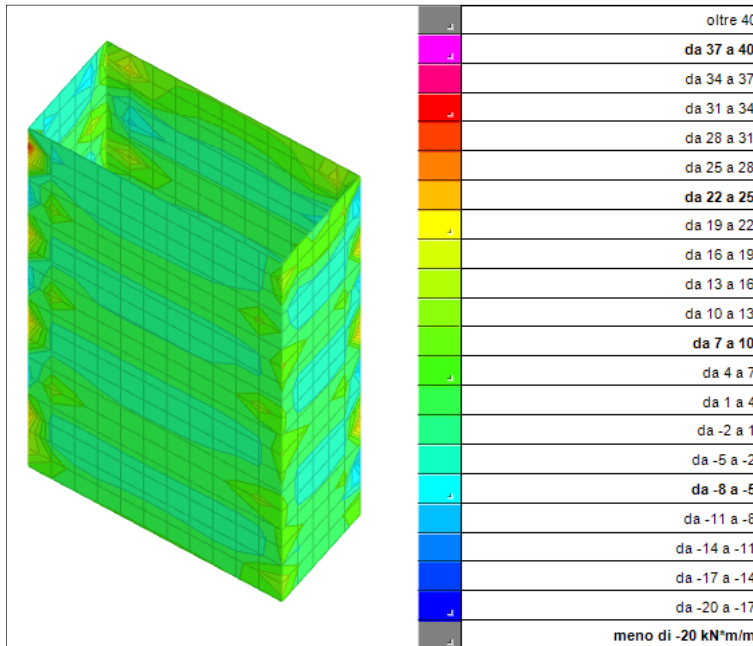


Momento Myy

$$M_{Sd,max} = -46 / +93 \text{ kNm/m}$$

Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale

base: $M_{Rd,max} = \pm 469.7 \text{ kNm/m}$.



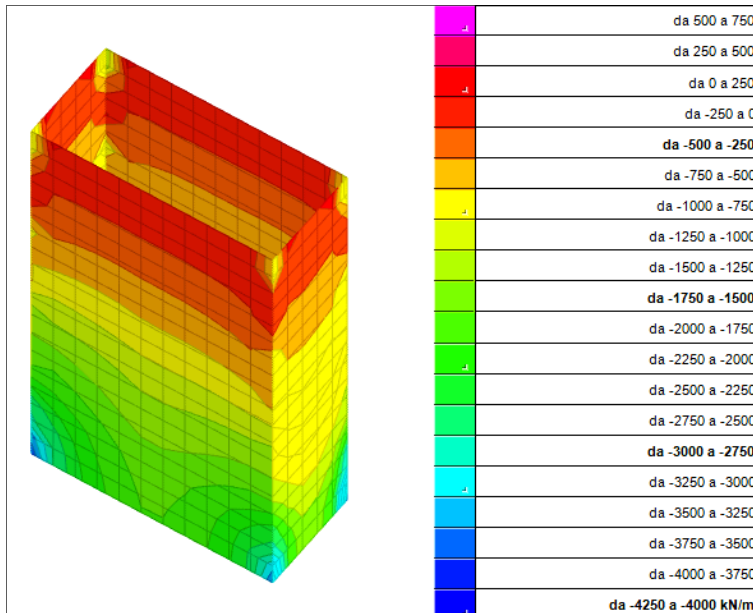
Momento Mxx

$$M_{Sd,max} = -11/+37 \text{ kNm/m}$$

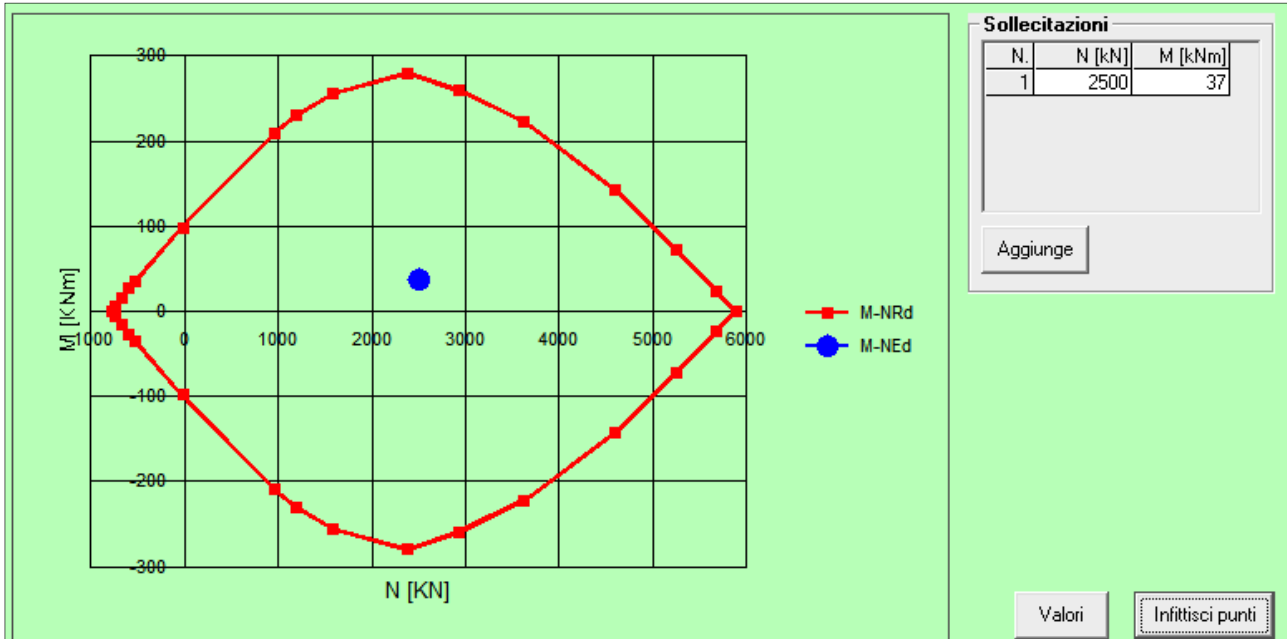
Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale

base: $M_{Rd,max} = \pm 101.6 \text{ kNm/m}$

11.4.2.2 Sforzo Normale sollecitante sul muro

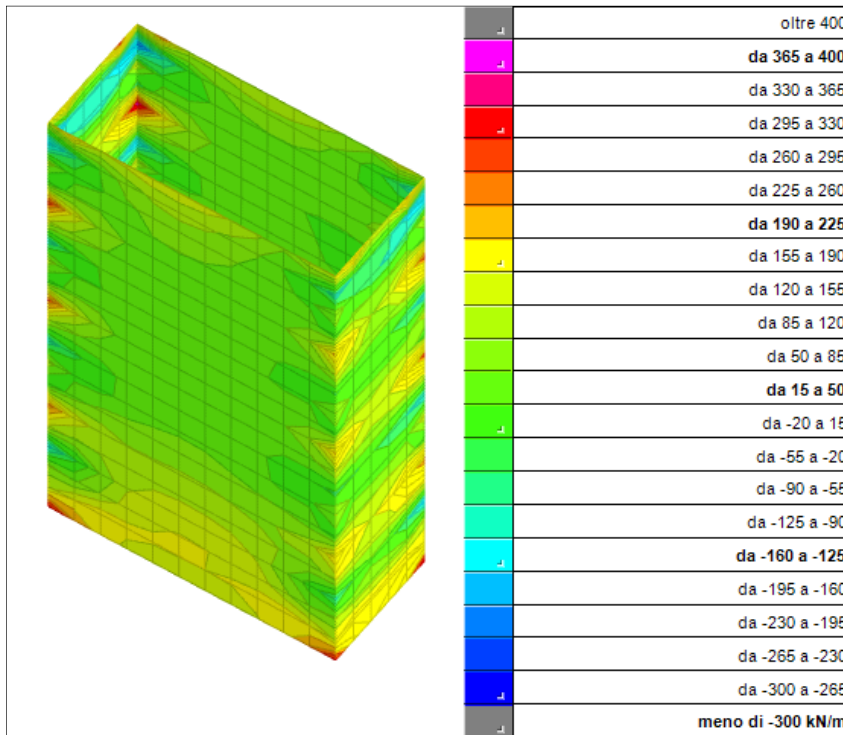


La verifica a presso-flessione porta:



La verifica è soddisfatta.

11.4.2.3 Sforzo di taglio sollecitante il muro:



Senza armatura a taglio $V_{Rd,c} = \pm 111$ kN/m

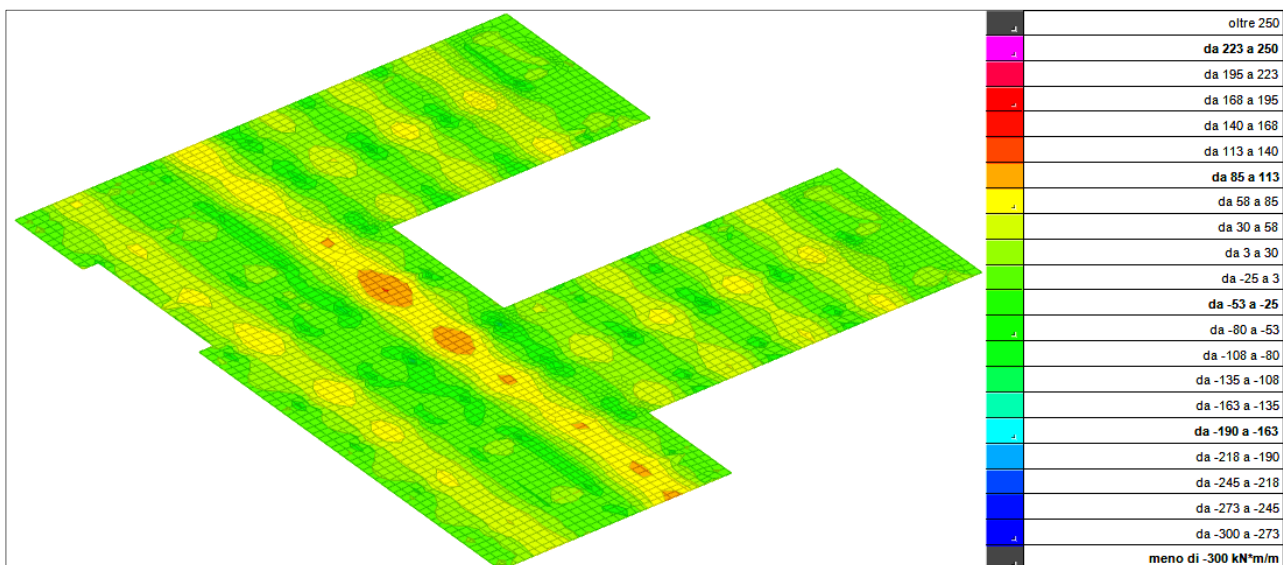


VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005	
Caratteristiche geometriche	
Base b =	300 mm
Altezza h =	1000 mm
Copriero c _o =	30 mm
Altezza utile d =	970 mm
<i>Armatura longitudinale in zona tesa</i>	
	Diametro ϕ = 16 mm
	n. di ferri = 5
	A _{s1} = 1005 mm ²
<i>Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)</i>	
	Diametro ϕ = 12 mm
	n. di braccia = 2
	A _{sv} = 226 mm ²
	passo s = 200 mm
<i>Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)</i>	
	Diametro ϕ = mm
	n. di ferri =
	A _{sv,ferri} = 0 mm ²
	passo s = mm
	inclinazione ferri α =
Caratteristiche dei materiali	
f _{ck} =	30,00 Mpa
f _{cd} =	20,00 Mpa
f _{ctk} =	2,03 Mpa
f _{ctd} =	1,35 Mpa
f _{ytk} =	450 Mpa
f _{yud} =	391,30 Mpa
γ_c =	1,50
γ_s =	1,15
Sollecitazioni	
V _{Ed} =	260 kN
N _{Ed} =	kN (>0 se di traz.)
Verifica puntone compresso	
Taglio max resistente	1536 kN
Verifica senza armatura a taglio	
<i>Parametri</i>	
k =	1,45
k _f =	0,15
C _{Rd,c} =	0,12
ρ_1 =	0,003
σ_{cp} =	0,000 Mpa
v _{min} =	0,336 Mpa
Taglio max V _{Rd,c} =	111 kN
Verifica:	NON SODDISFATTA
c.s. =	0,43
Verifiche con staffe a 90°	
<i>Parametri</i>	
v _f =	0,53
α_{cu} =	1
θ =	21,9
cot(θ) =	2,5
V _{Rd,s} =	959 kN
V _{Rd,max} =	959 kN
Taglio max V _{Rd,s} =	959 kN
Verifica:	SODDISFATTA
c.s. =	3,69

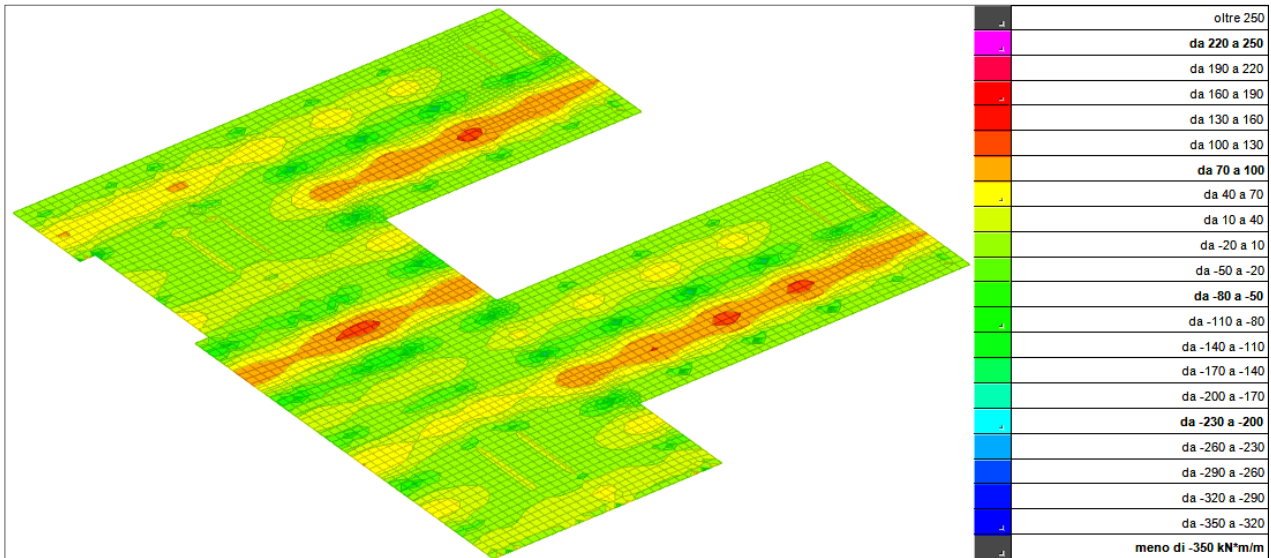
La verifica a taglio è soddisfatta.

11.4.3 Verifica della soletta spessore 300 mm

11.4.3.1 Verifica a Flessione agli SLU



Momento M_{xx} SLU

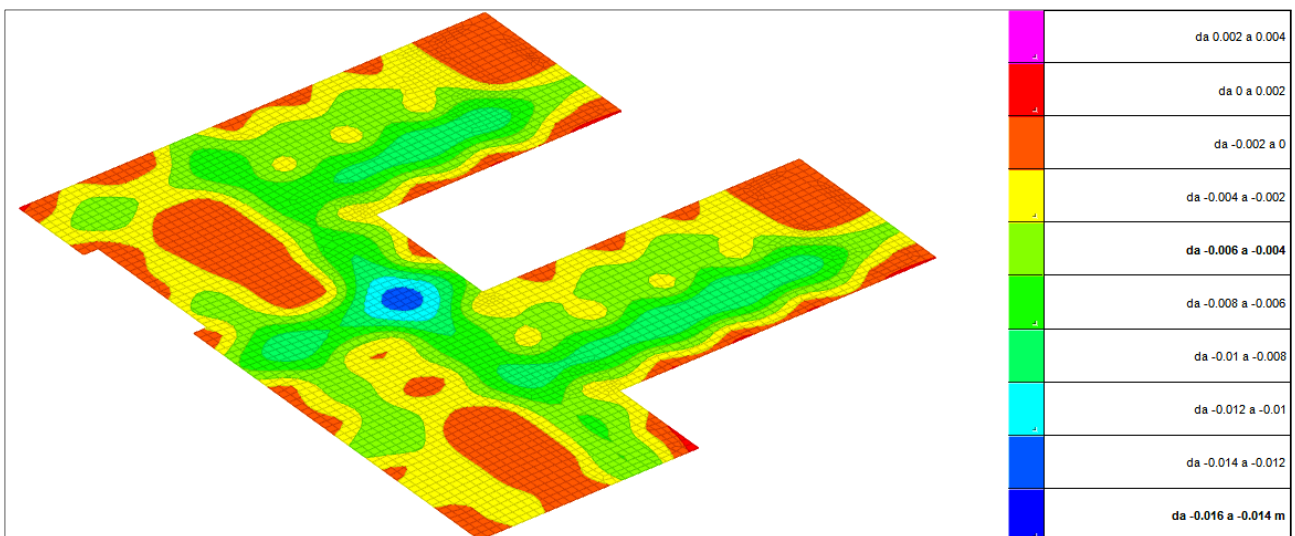


Momento M_{yy} SLU

Viene prevista un armatura diffusa bidirezionale di 1 Ø16/200 sia sul lato inferiore della soletta che superiormente. Il M_{rd} risultante è pari a ± 102 kNm /m.

Nelle zone di massimo momento sollecitante in campata viene prevista un'armatura aggiuntiva inferiore su entrambi le direzioni di 1 Ø16/200, in modo tale che il momento sollecitante risulti essere minore rispetto a quello resistente, in quanto quest'ultimo risulta essere pari a +196.6 kNm/m. In appoggio sui pilastri e sui setti, laddove il momento dato dalla sezione armata con armatura diffusa sia inferiore al momento agente, viene prevista un'armatura aggiuntiva di 1 Ø20/200, facendo così aumentare il momento resistente a -248.6 kNm /m.

11.4.3.2 Verifica della deformazione agli SLE



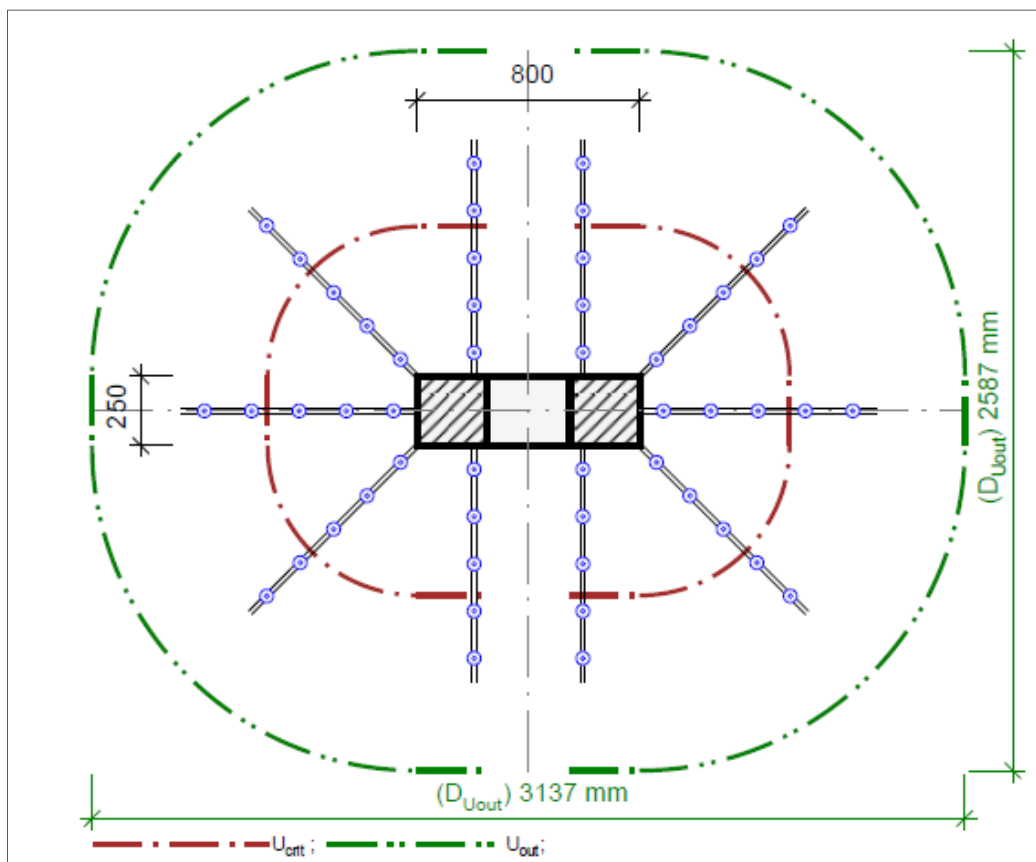
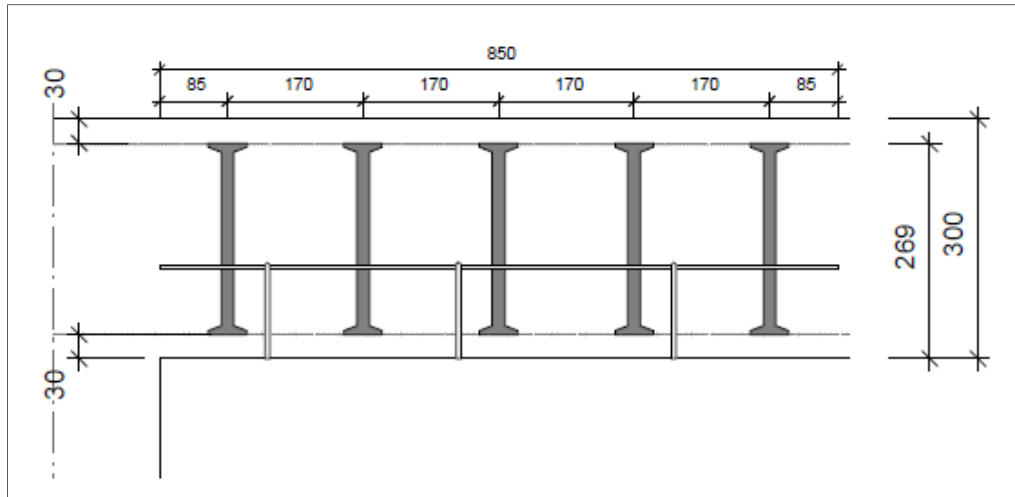
Andamento delle deformazioni massime allo SLE

Gli abbassamenti previsti in fase elastica risultano essere verificati.



11.4.3.3 Verifica a Punzonamento

Il carico punzonante agente sul pilastro più caricato è pari a 1306 kN allo SLU. Sono da inserirsi 10 raggi per 5 chiodi $\varnothing 16$ a passo 240 mm.





sollecitazione

carico di punzonamento $V_{Ed} = 1306 \text{ kN}$
 componente dinamica $V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$
 il carico di punzonamento viene uniformemente distribuito sul solo perimetro critico attivo
 fattore amplificativo del carico $\beta = 1+k \cdot M_{Ed}/V_{Ed} \cdot u_{crit}/W = 1,10$

dimensione - pilastro interno rettangolare

larghezza del pilastro $a = 800 \text{ mm}$
 spessore del pilastro $b = 250 \text{ mm}$
 spessore piastra $h = 300 \text{ mm}$
 altezza statica $d = 269 \text{ mm}$
 coprifermo sopra/sotto $co; cu = 30; 30 \text{ mm}$

materiale

calcestruzzo C30/37 ($f_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$)
 acciaio B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$)
 grado d'armatura $\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (1,18 \cdot 1,18)^{1/2} = 1,18 \%$
 $A_{sx} = 31,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ (~ $\varnothing 20/99 \text{ mm}$); $A_{sy} = 31,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ (~ $\varnothing 20/99 \text{ mm}$)

l'armatura deve essere ancorata all'esterno del perimetro più esterno "Uout"

la seguente armatura di collasso deve essere disposta sopra il pilastro secondo:
 $V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 18,7 \text{ cm}^2$

Verifica a punzonamento secondo DIN EC2 + NA:2013 + ETA

fattore $\kappa = \min\{1+(200/d)^{1/2}; 2\} = 1,86$
 influenza del solaio a lastre $\eta = 1+(d-200)/1000 \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,07$
 fattore $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$
 Resistenza minima del calcestruzzo $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 487,2 \text{ kN/m}^2$
 portata del calcestruzzo $V_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 732,9 \text{ kN/m}^2$

perimetro critico u_{crit}

Distanza critica $a_{crit} = 2,0d = 538 \text{ mm}$
 lunghezza del perimetro $u_{crit} = 4,880 \text{ m}$
 taglio da assorbire $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 1436,6 \text{ kN}$
 portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,crit} = V_{Rd,c} \cdot d \cdot u_{crit} = 962,2 \text{ kN}$
 portata massima $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit} \cdot (CRdc=0,12) \cdot 1,96 = 1886,0 \text{ kN}$

$V_{Rd,c,crit} = 962,2 \text{ kN} \leq V_{Ed,\beta} = 1436,6 \text{ kN} \leq V_{Rd,max,crit} = 1886,0 \text{ kN}$

necessaria armatura a punzonamento, selezionato:

10x Schöck BOLE 16/240-5/A850-CV30

Verifica della resistenza dell'acciaio

$V_{Ed,\beta} = 1436,6 \text{ kN} \leq V_{Rd,sy,crit} = m_c \cdot n_c \cdot A_{s,i} \cdot f_{yd} / \eta = 1636 \text{ kN}$

perimetro esterno u_{out} (vorh $l_s + 1,5d$)

Lunghezza della zona armata $l_s = 765 \text{ mm}$
 lunghezza del perimetro $u_{out} = 8,842 \text{ m}$
 fattore amplificativo del carico $\beta_{red} = \beta = 1,10$
 taglio da assorbire $V_{Ed,out} = \beta_{red} \cdot V_{Ed} = 1436,6 \text{ kN}$
 portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 610,8 \text{ kN/m}^2$
 portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,out} = V_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out} = 1452,7 \text{ kN}$

$V_{Ed,out} = 1436,6 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,out} = 1452,7 \text{ kN}$



11.4.3.4 Verifica di autocontrollo sulla soletta di spessore 300 mm

Come riportato al § 10.2 delle NTC08 risulta necessario sottoporre i risultati delle elaborazioni ottenute mediante programmi di calcolo per provarne l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel confrontare i risultati di semplici calcolo eseguiti con metodi tradizionali.

Nello specifico si considera la verifica la soletta come una striscia fittizia di soletta pari a un metro. La soletta bidirezionale misura 8.42x7.32 m. I carichi agenti sulla soletta risultano essere pari a :

- Permanenti $G_2 = 7.5 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Il carico sulla superficie è dato dalla seguente combinazione di carico SLU:

$$q_{\text{SLU}} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 21.75 \text{ kN/m}^2$$

La soletta viene schematizzata con una trave di larghezza fittizia pari a 1m, incastrate alle estremità. Il rapporto tra le 2 dimensioni principali è pari a $8.42/7.32 = 1.15$. Sulla base delle condizioni di vincolo ai bordi, si assume $k=1$ e si calcolano i carichi q_x e q_y che gravano sulle strisce centrali:

$$q_x = \frac{q \cdot y^4}{k \cdot x^4 + y^4} = \frac{21.75 \cdot 7.32^4}{8.42^4 + 7.32^4} = 7.907 \text{ kN/m}$$

$$q_y = \frac{q \cdot x^4}{k \cdot x^4 + y^4} = \frac{21.75 \cdot 8.42^4}{8.42^4 + 7.32^4} = 13.842 \text{ kN/m}$$

Sulla base delle condizioni di vincolo ai bordi, i momenti in mezzzeria risultano essere:

$$M_x = \frac{1}{12} q_x x^2 = \frac{7.907 \cdot 8.42^2}{12} = 46.71 \text{ kNm}$$

$$M_y = \frac{1}{12} q_y y^2 = \frac{13.842 \cdot 7.32^2}{12} = 61.81 \text{ kNm}$$

Il momento da modello di calcolo in direzione y è di circa circa 100 kNm, mentre in direzione x è pari a circa 53 kNm, a parità di combinazione.



11.5 VERIFICA PRINCIPALI ELEMENTI MODELLO 4

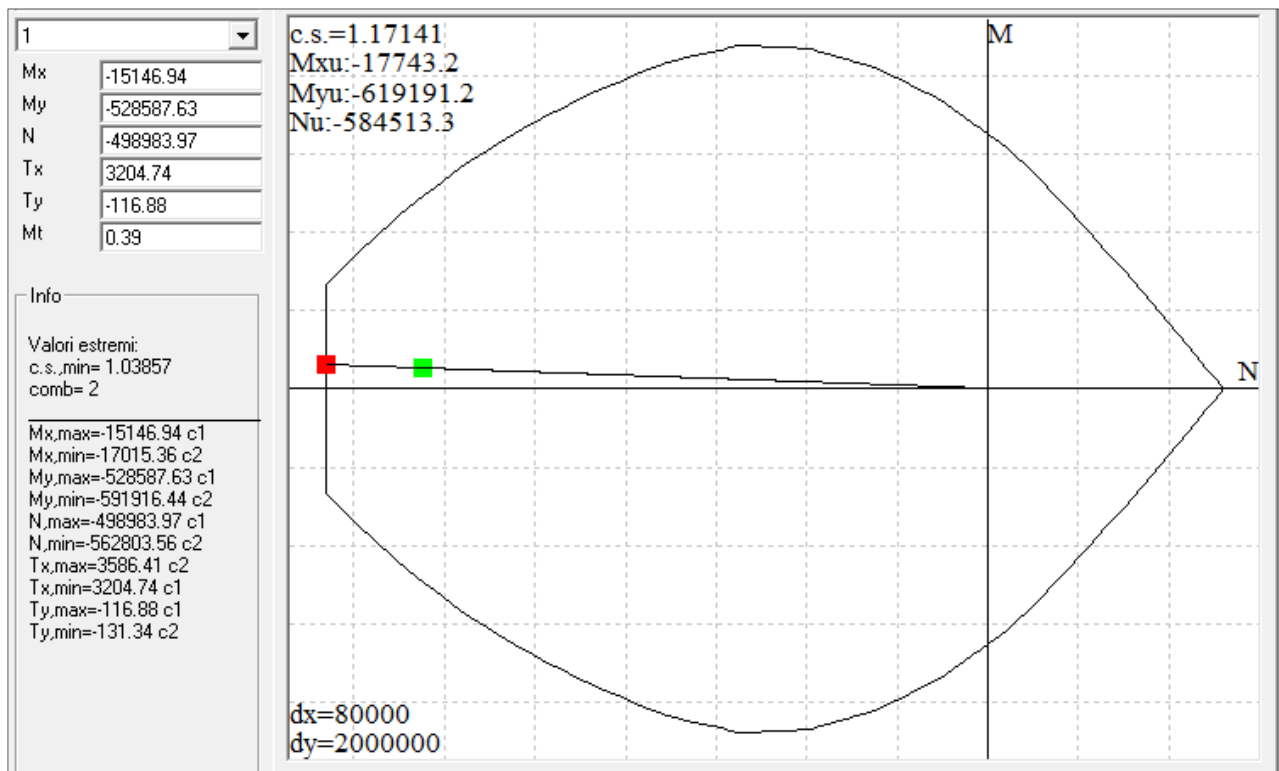
11.5.1 Verifica sui Pilastri 250x800 mm

Dati generali di progetto:

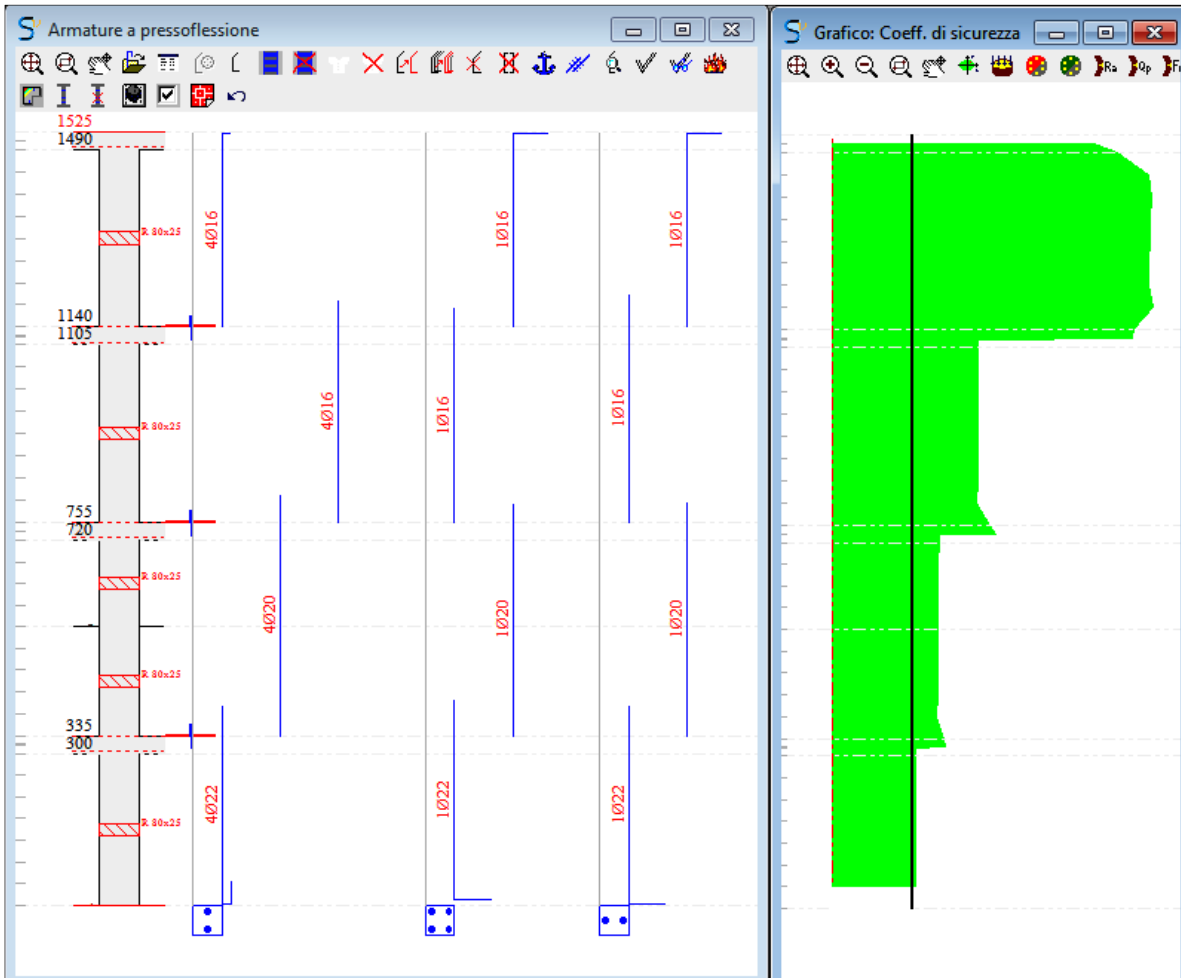
- dimensioni sezione: 250x800 mm;
- armatura longitudinale: 14 $\varnothing 22$
- armatura trasversale: staffe $\varnothing 10/100$ in prossimità nodi soletta - pilastro
staffe $\varnothing 10/200$.

11.5.1.1 Verifiche allo SLU

11.5.1.1.1 Verifica a pressoflessione



Il coefficiente di sicurezza è 1,17. La sezione risulta verificata.



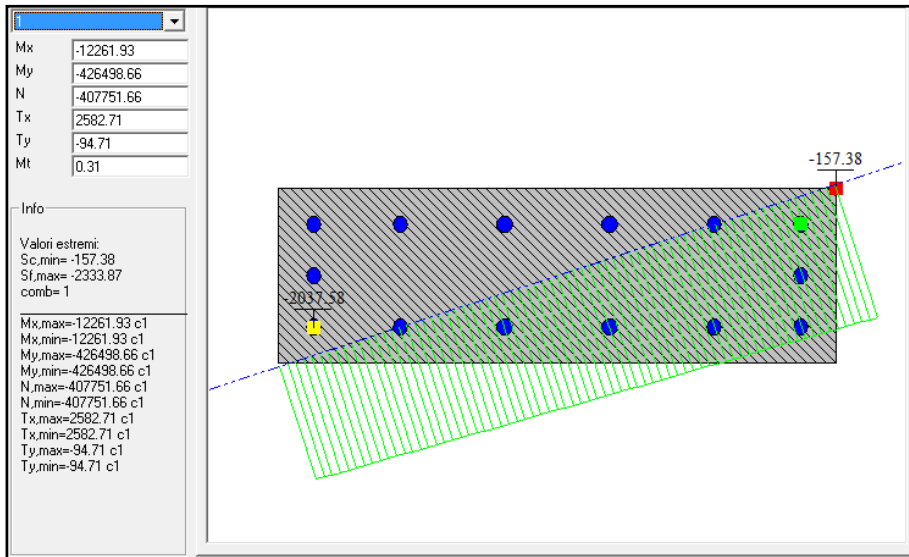
11.5.1.1.2 Verifica a taglio:

<p>✖ Taglio in direzione x Presenti 2Ø10/10 VEd = 10079 comb.16 SLV VRd (4.1.14) = 21097 VRcd (4.1.19) = 67810 VRsd (4.1.18) = 41434 min(VRcd; VRsd) = 41434 VEd < VRd (4.1.14) = 21096.9 non serve armatura a taglio</p>	
<p>↑ Taglio in direzione y Presenti 4Ø10/10 VEd = 1405 comb.10 SLV VRd (4.1.14) = 21384 VRcd (4.1.19) = 55617 VRsd (4.1.18) = 22017 min(VRcd; VRsd) = 22017 VEd < VRd (4.1.14) = 21384.2 non serve armatura a taglio</p>	



11.5.1.2 Verifica SLE

11.5.1.2.1 Fessurazione:



La sezione non è fessurata.

11.5.1.3 Verifica di autocontrollo sul Pilastro 250x800

Come riportato al § 10.2 delle NTC08 risulta necessario sottoporre i risultati delle elaborazioni ottenute mediante programmi di calcolo per provarne l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel confrontare i risultati di semplici calcolo eseguiti con metodi tradizionali.

Nello specifico si considera la verifica del pilastro, in posizione centrale del modello 4. L'area di carico del pilastro è circa pari a 54.41 mq. I carichi agenti sui 4 piani sorretti dal pilastro sono:

Piano primo:

- Peso proprio $G_1 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Piano secondo:

- Peso proprio $G_1 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Piano terzo:

- Peso proprio $G_1 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Piano copertura:

- Peso proprio $G_1 = 7.5 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$



- Variabile $Q_1 = 1.70 \text{ kN/m}^2$

Il carico sulla superficie è dato dalla seguente combinazione di carico SLU:

$$q_{SLU(p1)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 21.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU(p2)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 21.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU(p3)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 21.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU(cop)} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 1.7 = 18.30 \text{ kN/m}^2$$

Si calcola quindi anche lo sforzo assiale sul pilastro:

$$N = (q_{SLU(p1)} + q_{SLU(p2)} + q_{SLU(p3)} + q_{SLU(cop)}) \cdot A = (21.75 + 21.75 + 21.75 + 18.30) \cdot 54.41 = 4546 \text{ kN}$$

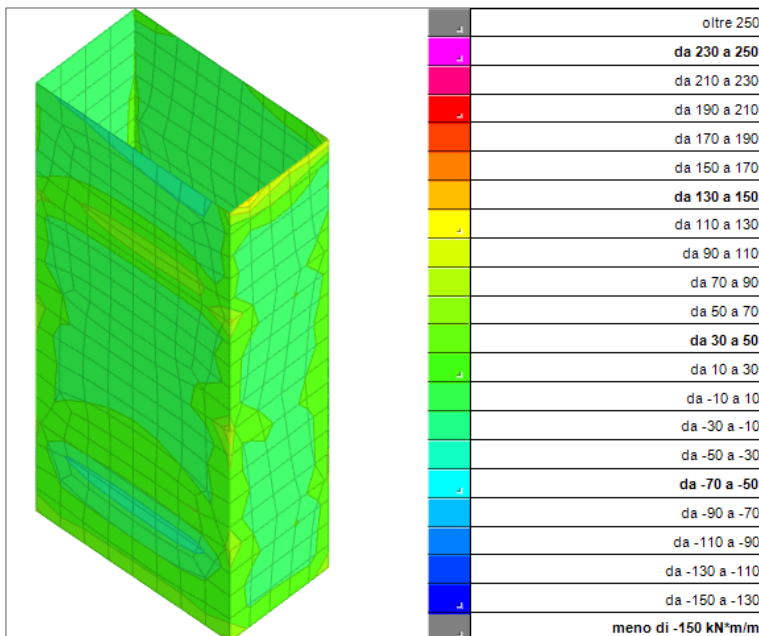
Dal modello di calcolo, lo sforzo assiale alla base del pilastro, a parità di combinazione è di 4989 kN. La differenza tra lo sforzo assiale calcolato con l'area di influenza e quello calcolato con il modello di calcolo è pari a circa il 9%.

11.5.2 Verifica del nucleo ascensori spessore 300 mm

Il muro spessore 300 mm viene armato con un armatura verticale base di $\varnothing 16/200$ lato interno e $\varnothing 16/200$ lato esterno. L'armatura orizzontale su entrambe i lati è $\varnothing 12/200$.

Sollecitazioni massime agli SLU:

11.5.2.1 Momento massimo sollecitante sul nucleo

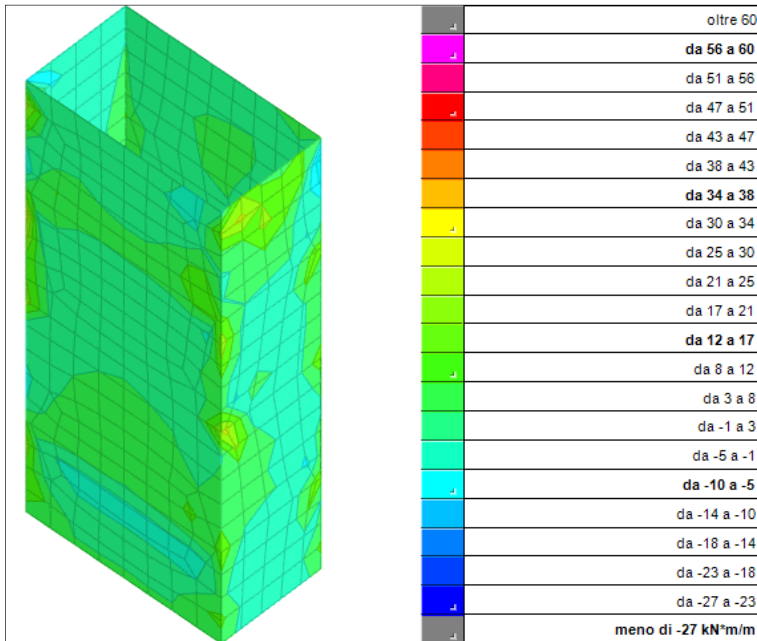


Momento M_{yy}

$$M_{Sd,max} = -90/+110 \text{ kNm/m}$$

Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale

$$\text{base: } M_{Rd,max} = \pm 469.7 \text{ kNm/m.}$$

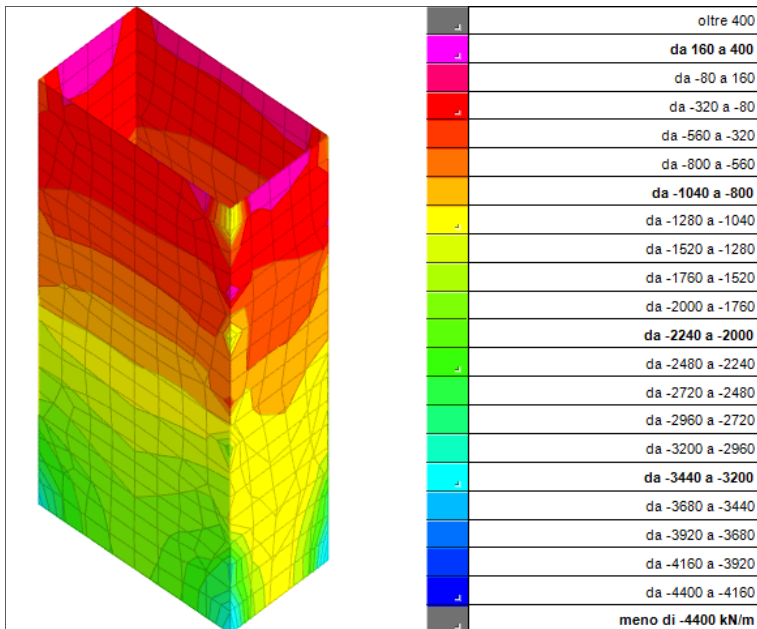


Momento Mxx

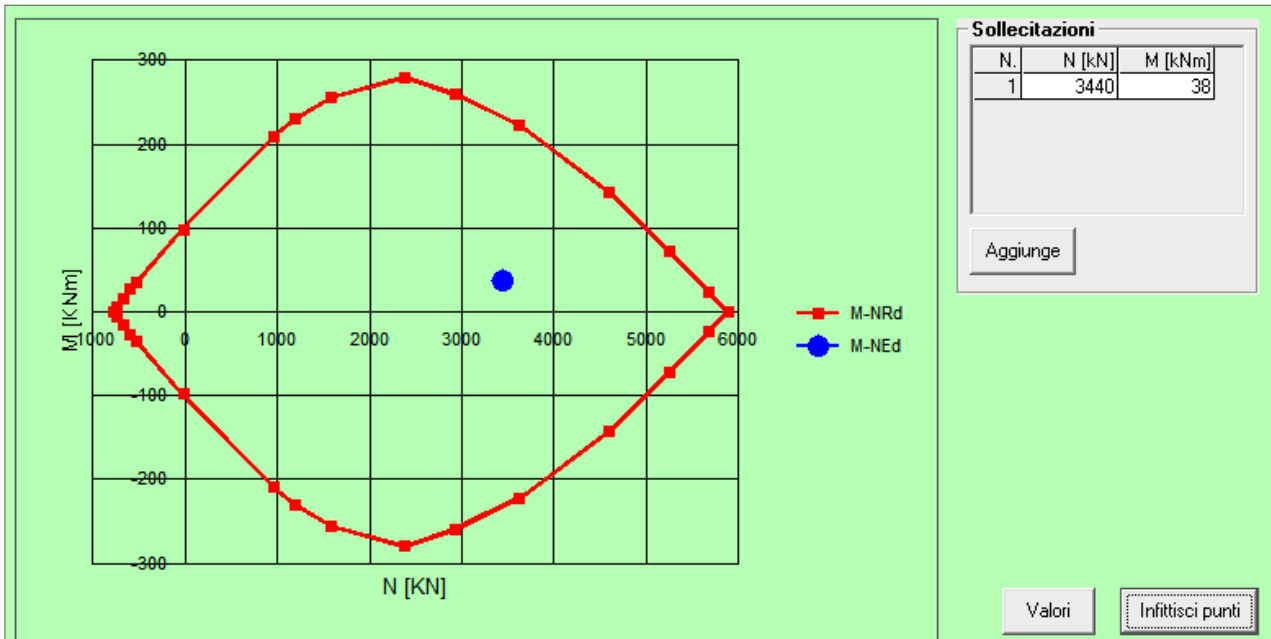
$$M_{Sd,max} = -18 / +38 \text{ kNm/m}$$

Mappa cromatica del Momento flettente agente sull'armatura orizzontale
base: $M_{Rd,max} = \pm 101.6 \text{ kNm/m}$

11.5.2.2 Sforzo Normale sollecitante sul muro

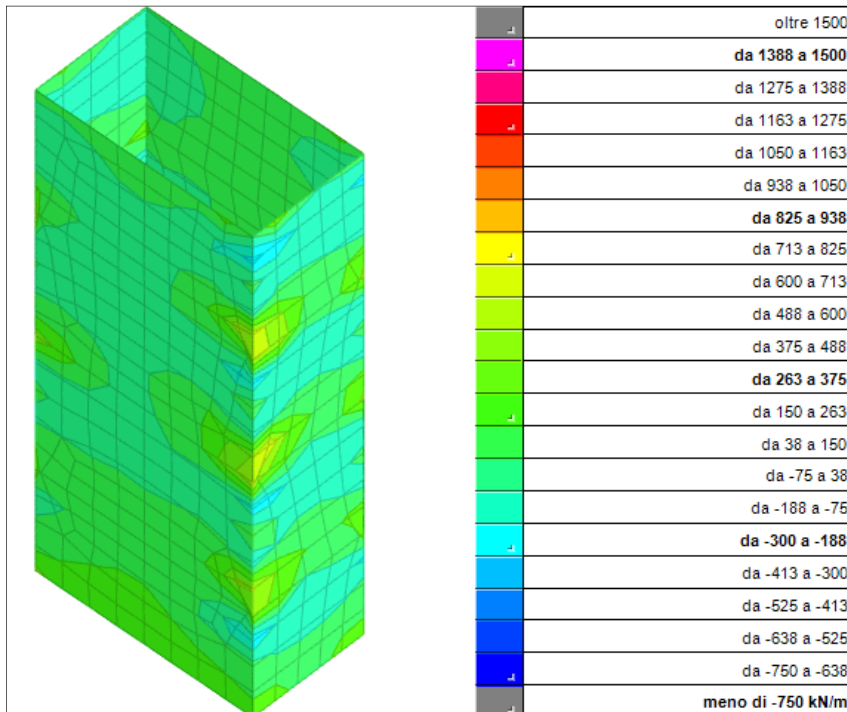


La verifica a presso-flessione porta:



La verifica è soddisfatta.

11.5.2.3 Sforzo di taglio sollecitante il muro:



Senza armatura a taglio $V_{Rd,c} = \pm 111$ kN/m

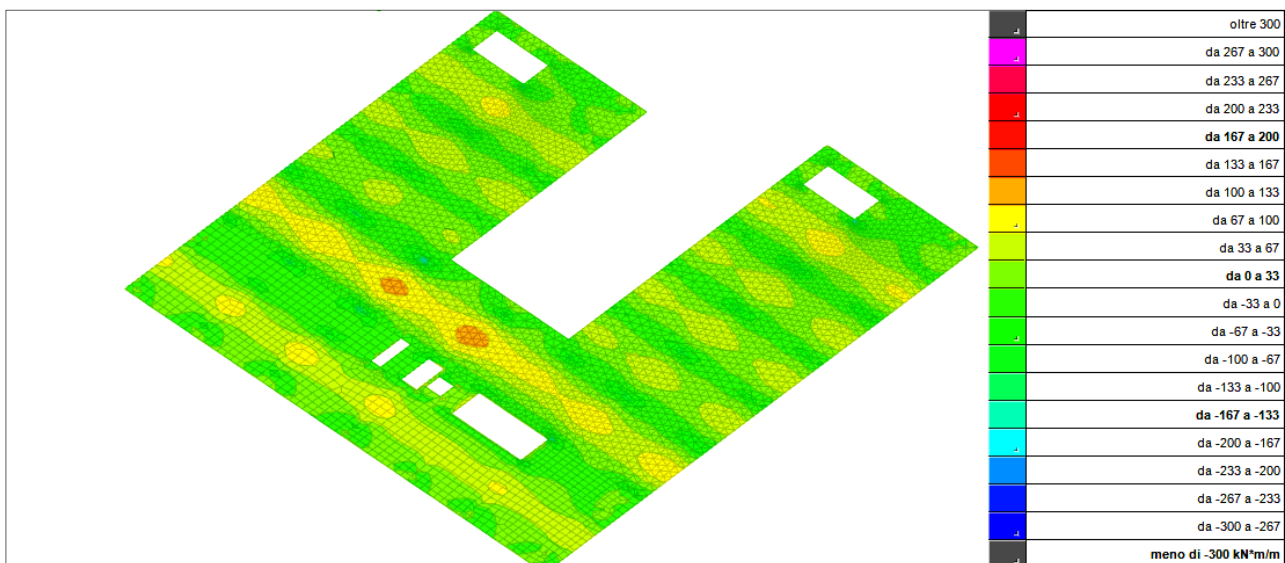


VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005	
Caratteristiche geometriche	
Base b =	300 mm
Altezza h =	1000 mm
Copriferio co =	30 mm
Altezza utile d =	970 mm
Armatura longitudinale in zona tesa	
Diametro ϕ =	16 mm
n. di ferri	5
A_{s1} =	1005 mm ²
Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)	
Diametro ϕ =	12 mm
n. di braccia	2
A_{sv} =	226 mm ²
passo s =	200 mm
Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)	
Diametro ϕ =	mm
n. di ferri	
$A_{sv,ferri}$ =	0 mm ²
passo s =	mm
inclinazione ferri =	
Caratteristiche dei materiali	
f_{ck} =	30,00 Mpa
f_{cd} =	20,00 Mpa
f_{ctk} =	2,03 Mpa
f_{ctd} =	1,35 Mpa
f_{yk} =	450 Mpa
f_{yud} =	391,30 Mpa
γ_c =	1,50
γ_s =	1,15
Sollecitazioni	
V_{Ed} =	825 kN
N_{Ed} =	kN (>0 se di traz.)
Verifica puntone compresso	
Taglio max resistente	15,36 kN
Verifica senza armatura a taglio	
Verifiche con staffe a 90°	
Parametri	Parametri
k =	1,45
k_1 =	0,15
$C_{Rd,c}$ =	0,12
ρ_1 =	0,003
σ_{cp} =	0,000 Mpa
v_{min} =	0,336 Mpa
Taglio max $V_{Rd,c}$ =	111 kN
Verifica: NON SODDISFATTA	
c.s. =	0,13
v_1 =	0,53
α_{cu} =	1
θ =	21,9
$\cot(\theta)$ =	2,5
$V_{Rd,r}$ =	959 kN
$V_{Rd,max}$ =	959 kN
Taglio max $V_{Rd,u}$ =	959 kN
Verifica: SODDISFATTA	
c.s. =	1,16

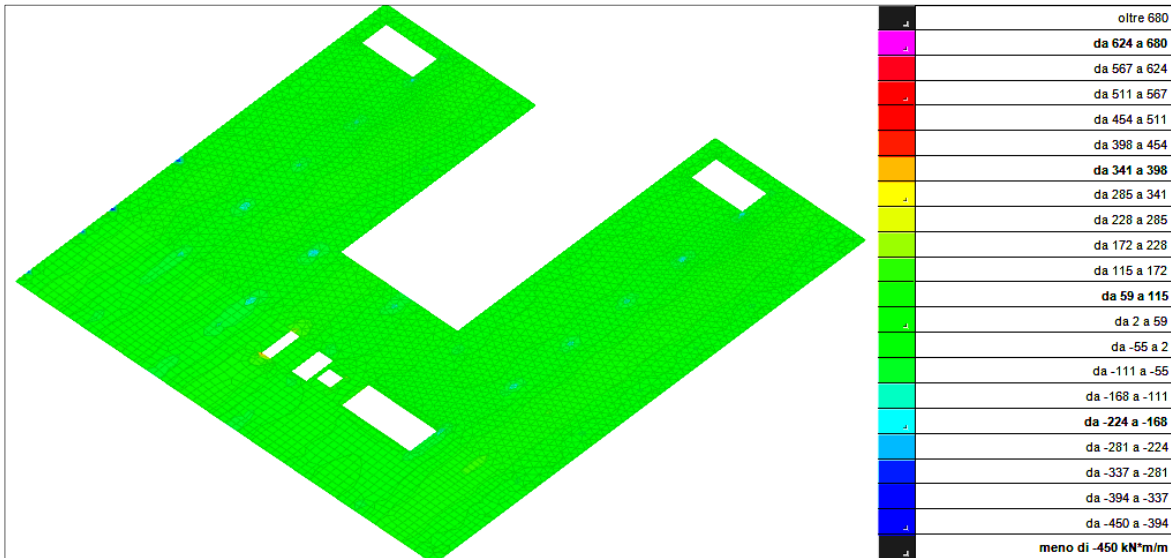
La verifica a taglio è soddisfatta.

11.5.3 Verifica della soletta spessore 300 mm

11.5.3.1 Verifica a Flessione agli SLU



Momento Mxx SLU

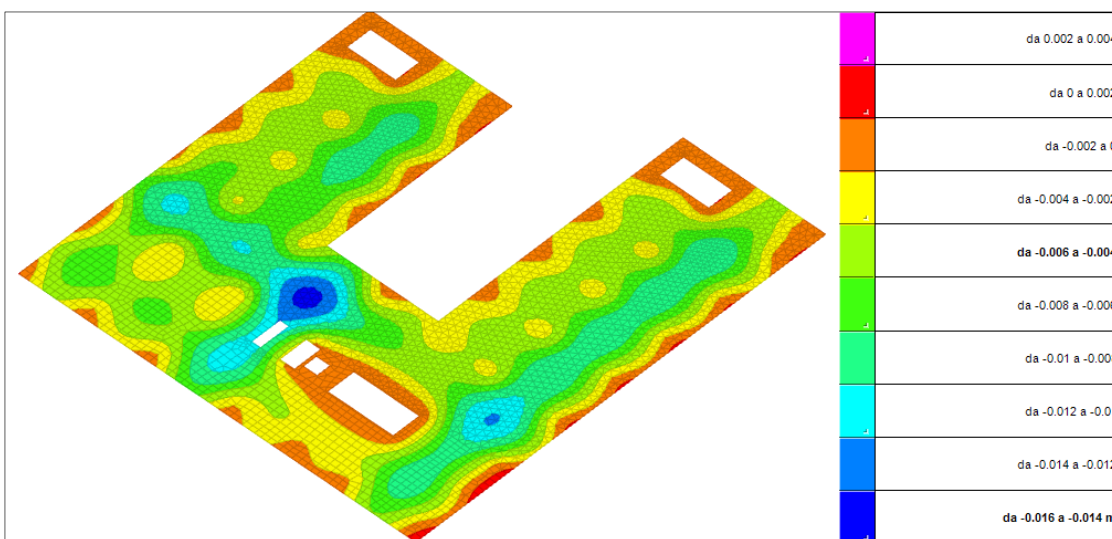


Momento M_{yy} SLU

Viene prevista un armatura diffusa bidirezionale di 1 Ø16/200 sia sul lato inferiore della soletta che superiormente. Il M_{rd} risultante è pari a ± 102 kNm /m.

Nelle zone di massimo momento sollecitante in campata viene prevista un'armatura aggiuntiva inferiore su entrambi le direzioni di 1 Ø16/200, in modo tale che il momento sollecitante risulti essere minore rispetto a quello resistente, in quanto quest'ultimo risulta essere pari a +196.6 kNm/m. In appoggio sui pilastri e sui setti, laddove il momento dato dalla sezione armata con armatura diffusa sia inferiore al momento agente, viene prevista un'armatura aggiuntiva di 1 Ø20/200, facendo così aumentare il momento resistente a -248.6 kNm /m.

11.5.3.2 Verifica della deformazione agli SLE



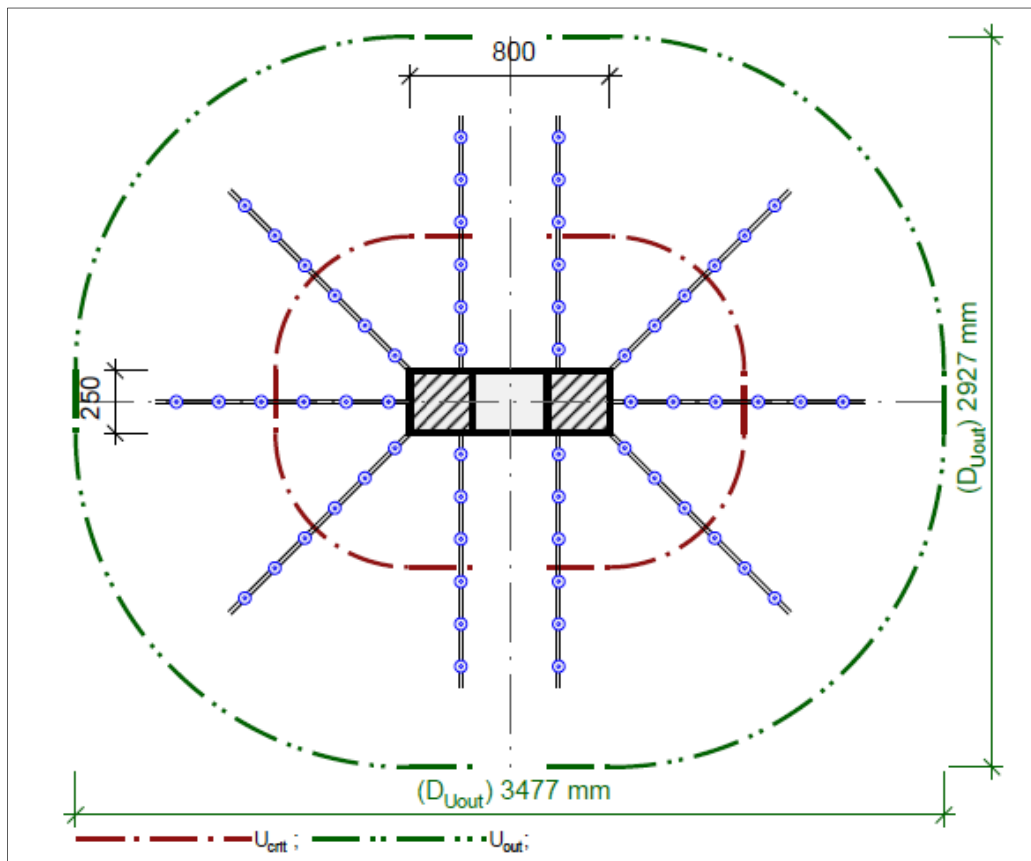
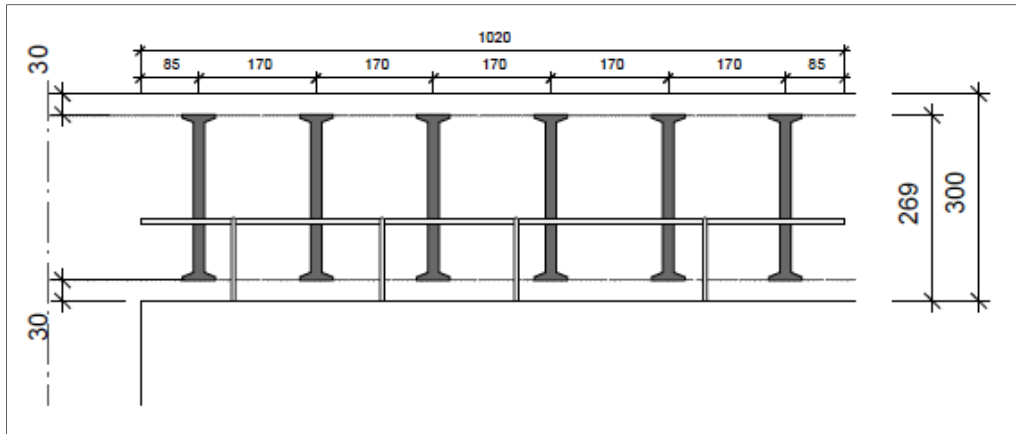
Andamento delle deformazioni massime allo SLE

Gli abbassamenti previsti in fase elastica risultano essere verificati.



11.5.3.3 Verifica a Punzonamento

Il carico punzonante agente sul pilastro più caricato è pari a 1459 kN allo SLU. Sono da inserirsi 10 raggi per 6 chiodi $\varnothing 16$ a passo 240 mm.





sollecitazione

carico di punzonamento $V_{Ed} = 1459 \text{ kN}$
componente dinamica $V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$
il carico di punzonamento viene uniformemente distribuito sul solo perimetro critico attivo
fattore amplificativo del carico $\beta = 1+k \cdot M_{Ed}/V_{Ed} \cdot u_{crit}/W = 1,10$

dimensione - pilastro interno rettangolare

larghezza del pilastro $a = 800 \text{ mm}$
spessore del pilastro $b = 250 \text{ mm}$
spessore piastra $h = 300 \text{ mm}$
altezza statica $d = 269 \text{ mm}$
copriferro sopra/sotto $co; cu = 30; 30 \text{ mm}$

materiale

calcestruzzo C30/37 ($f_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$)
acciaio B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$)
grado d'armatura $\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (1,18 \cdot 1,18)^{1/2} = 1,18 \%$
 $A_{sx} = 31,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ (~ $\phi 20/99 \text{ mm}$); $A_{sy} = 31,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ (~ $\phi 20/99 \text{ mm}$)

l'armatura deve essere ancorata all'esterno del perimetro più esterno "Uout"

la seguente armatura di collasso deve essere disposta sopra il pilastro secondo:

$$V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 20,8 \text{ cm}^2$$

Verifica a punzonamento secondo DIN EC2 + NA:2013 + ETA

fattore $\kappa = \min\{1+(200/d)^{1/2}; 2\} = 1,86$
influenza del solaio a lastre $\eta = 1+(d-200)/1000 \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,07$
fattore $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$
Resistenza minima del calcestruzzo $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 487,2 \text{ kN/m}^2$
portata del calcestruzzo $V_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 732,9 \text{ kN/m}^2$

perimetro critico u_{crit}

Distanza critica $a_{crit} = 2,0d = 538 \text{ mm}$
lunghezza del perimetro $u_{crit} = 4,880 \text{ m}$
taglio da assorbire $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 1604,9 \text{ kN}$
portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,crit} = V_{Rd,c} \cdot d \cdot u_{crit} = 962,2 \text{ kN}$
portata massima $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit} \cdot (CRd_c=0,12)^{-1} \cdot 1,96 = 1886,0 \text{ kN}$

$$V_{Rd,c,crit} = 962,2 \text{ kN} \leq V_{Ed,\beta} = 1604,9 \text{ kN} \leq V_{Rd,max,crit} = 1886,0 \text{ kN}$$

necessaria armatura a punzonamento, selezionato:

10x Schöck BOLE 16/240-6/A1020-CV30

Verifica della resistenza dell'acciaio

$$V_{Ed,\beta} = 1604,9 \text{ kN} \leq V_{Rd,sy,crit} = m_c \cdot n_c \cdot A_{s,i} \cdot f_{yd} / \eta = 1636 \text{ kN}$$

perimetro esterno u_{out} (vorh $l_s + 1,5d$)

Lunghezza della zona armata $l_s = 935 \text{ mm}$
lunghezza del perimetro $u_{out} = 9,910 \text{ m}$
fattore amplificativo del carico $\beta_{red} = \beta = 1,10$
taglio da assorbire $V_{Ed,out} = \beta_{red} \cdot V_{Ed} = 1604,9 \text{ kN}$
portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 610,8 \text{ kN/m}^2$
portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,out} = V_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out} = 1628,2 \text{ kN}$

$$V_{Ed,out} = 1604,9 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,out} = 1628,2 \text{ kN}$$



11.5.3.4 Verifica di autocontrollo sulla soletta di spessore 300 mm

Come riportato al § 10.2 delle NTC08 risulta necessario sottoporre i risultati delle elaborazioni ottenute mediante programmi di calcolo per provarne l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel confrontare i risultati di semplici calcolo eseguiti con metodi tradizionali.

Nello specifico si considera la verifica la soletta come una striscia fittizia di soletta pari a un metro. La soletta bidirezionale misura 8.46x7.67 m. I carichi agenti sulla soletta risultano essere pari a :

- Permanenti $G_2 = 7.5 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti $G_2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Variabile $Q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$

Il carico sulla superficie è dato dalla seguente combinazione di carico SLU:

$$q_{\text{SLU}} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1.3 \cdot 7.5 + 1.5 \cdot 4 + 1.5 \cdot 4 = 21.75 \text{ kN/m}^2$$

La soletta viene schematizzata con una trave di larghezza fittizia pari a 1m, incastrate alle estremità. Il rapporto tra le 2 dimensioni principali è pari a $8.46/7.67 = 1.10$. Sulla base delle condizioni di vincolo ai bordi, si assume $k=1$ e si calcolano i carichi q_x e q_y che gravano sulle strisce centrali:

$$q_x = \frac{q \cdot y^4}{k \cdot x^4 + y^4} = \frac{21.75 \cdot 7.67^4}{8.46^4 + 7.67^4} = 8.769 \text{ kN/m}$$

$$q_y = \frac{q \cdot x^4}{k \cdot x^4 + y^4} = \frac{21.75 \cdot 8.46^4}{8.46^4 + 7.67^4} = 12.98 \text{ kN/m}$$

Sulla base delle condizioni di vincolo ai bordi, i momenti in mezzzeria risultano essere:

$$M_x = \frac{1}{12} q_x x^2 = \frac{8.769 \cdot 8.46^2}{12} = 52.30 \text{ kNm}$$

$$M_y = \frac{1}{12} q_y y^2 = \frac{12.98 \cdot 7.67^2}{12} = 63.63 \text{ kNm}$$

Il momento da modello di calcolo in direzione y è di circa 67 kNm, mentre in direzione x è pari a circa 55 kNm, a parità di combinazione.



11.6 VERIFICA TIPOLOGICA PLATEA DI FONDAZIONE LOTTO 2

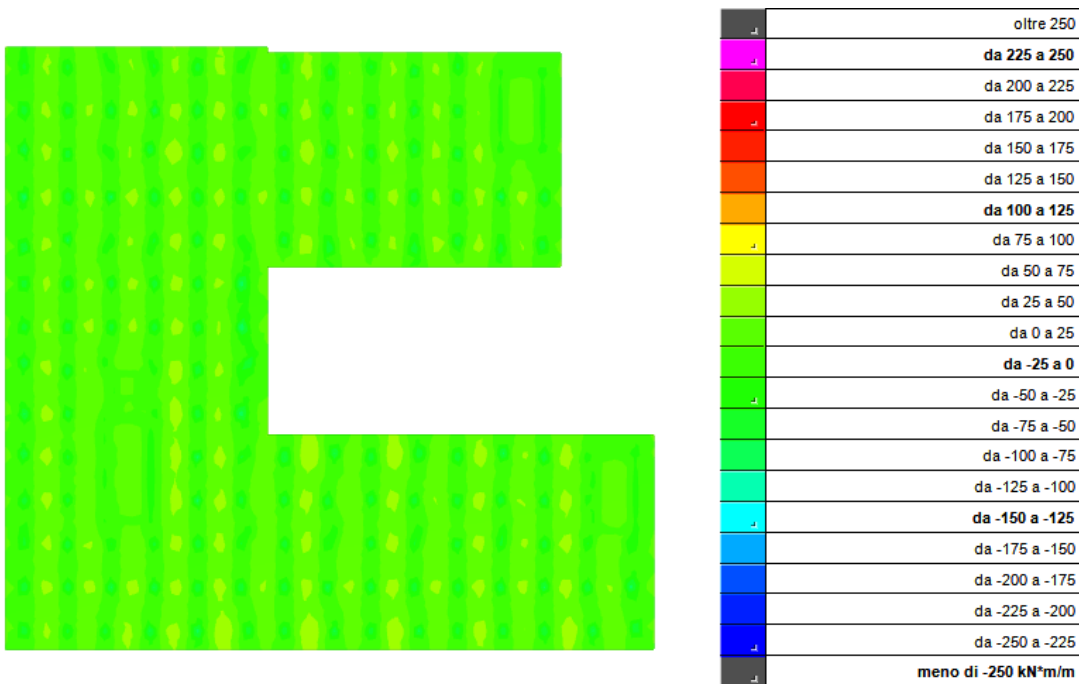
La fondazione del lotto 2 è costituita da platea di spessore 1 metro su terreno consolidato mediante colonne di tipo FDP Ø620 mm di lunghezza 14 m disposti ad interasse variabile.

Si riporta la verifica della platea in corrispondenza della porzione di edificio più caricata.

11.6.1 Verifica a Flessione agli SLU

La platea di spessore 1 m armata con armatura Ø20/200 sia al lembo inferiore che superiore ha un momento resistente $M_{Rd} = \pm 576.4 \text{ kNm /m}$.

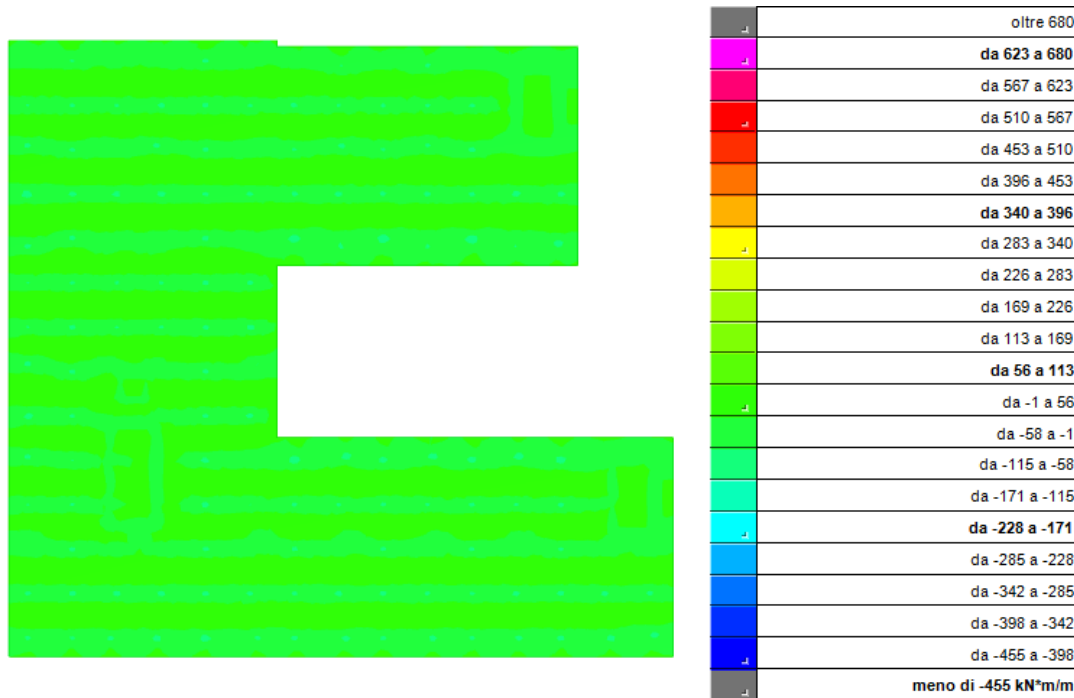
Si riporta quindi la mappa cromatica dei momenti flettenti la platea agli Stati Limite Ultimi in direzione X:



Si riporta quindi la mappa cromatica dei momenti flettenti la platea agli Stati Limite Ultimi in direzione Y:



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE

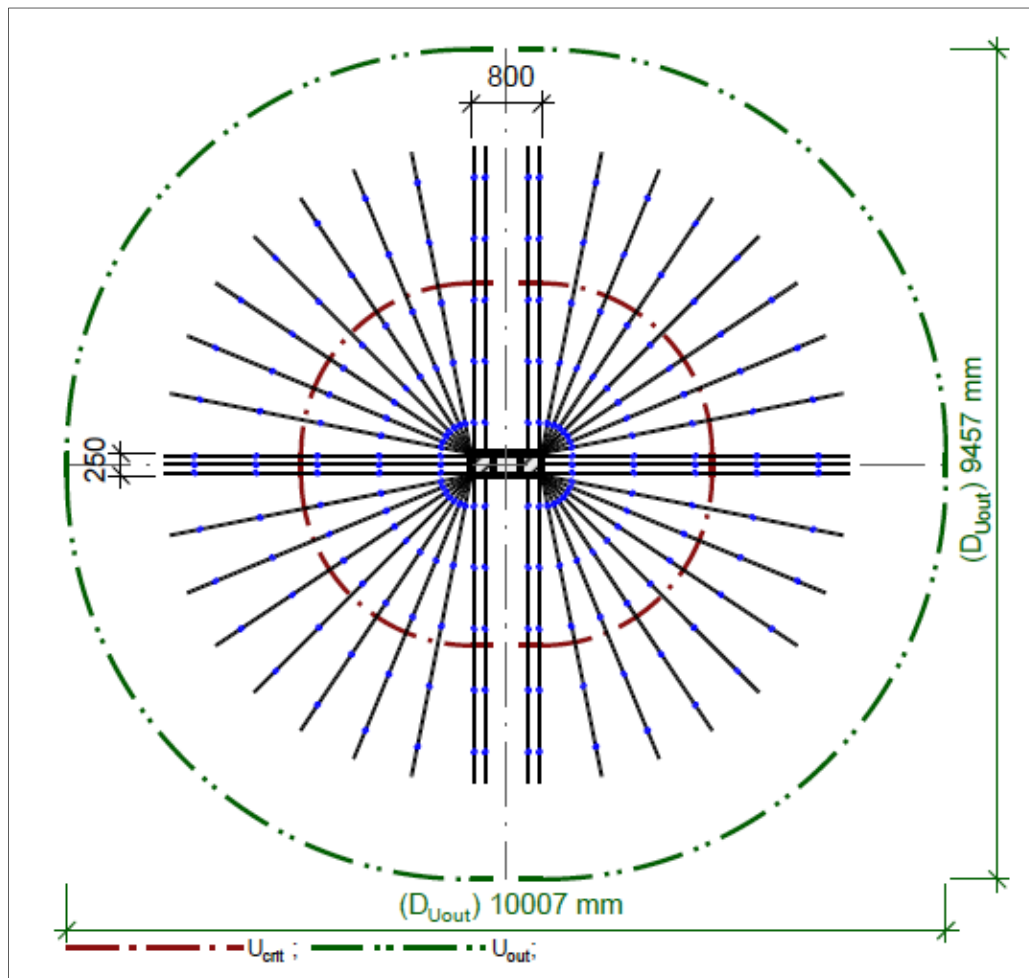
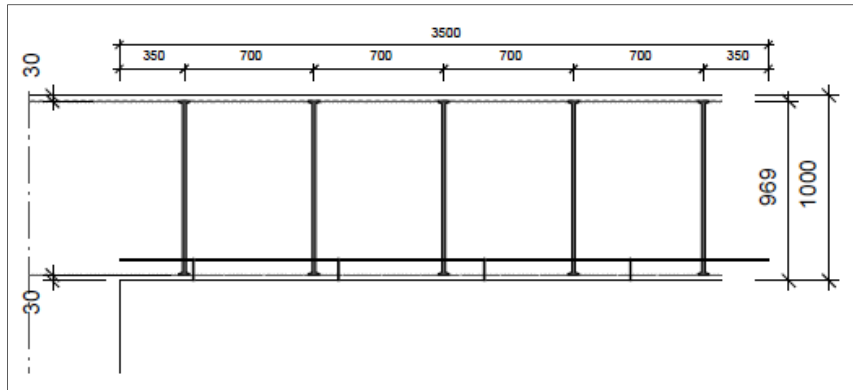


Poiché il momento sollecitante è sempre inferiore del momento resistente la verifica è soddisfatta.



11.6.2 Verifica a Punzonamento

Il carico punzonante agente sulla piastra per via dello scarico a terra del pilastro più caricato è pari a 5649 kN allo SLU. Sono da inserirsi 42 raggi per 5 chiodi $\varnothing 20$ a passo 700 mm.





sollecitazione

carico di punzonamento $V_{Ed} = 5649 \text{ kN}$
componente dinamica $V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$
il carico di punzonamento viene uniformemente distribuito sul solo perimetro critico attivo
fattore amplificativo del carico $\beta = 1+k \cdot M_{Ed}/V_{Ed} \cdot u_{crit}/W = 1,10$

dimensione - pilastro interno rettangolare

larghezza del pilastro $a = 800 \text{ mm}$
spessore del pilastro $b = 250 \text{ mm}$
spessore piastra $h = 1000 \text{ mm}$
altezza statica $d = 969 \text{ mm}$
copriferro sopra/sotto $co; cu = 30; 30 \text{ mm}$

materiale

calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$)
acciaio B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$)
grado d'armatura $\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (0,19 \cdot 0,19)^{1/2} = 0,19 \%$
 $A_{sx} = 18,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \emptyset 20/169 \text{ mm}$); $A_{sy} = 18,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \emptyset 20/169 \text{ mm}$)

l'armatura deve essere ancorata all'esterno del perimetro più esterno "Uout"

la seguente armatura di collasso deve essere disposta sopra il pilastro secondo:

$$V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 80,7 \text{ cm}^2$$

Verifica a punzonamento secondo DIN EC2 + NA:2013 + ETA

fattore $\kappa = \min\{1+(200/d)^{1/2}; 2\} = 1,45$
influenza del solaio a lastre $\eta = 1+(d-200)/1000 \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,60$
fattore $C_{Rd,c}$ $C_{Rd,c} = \max\{0,18/\gamma_c \cdot (0,10, 1-u_0/d+0,6); 0,1\} = 0,10$
Resistenza minima del calcestruzzo $v_{min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 219,2 \text{ kN/m}^2$
portata del calcestruzzo $v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 245,4 \text{ kN/m}^2$

perimetro critico u_{crit}

Distanza critica $a_{crit} = 2,0d = 1938 \text{ mm}$
lunghezza del perimetro $u_{crit} = 13,677 \text{ m}$
taglio da assorbire $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 6213,9 \text{ kN}$
portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,crit} = V_{Rd,c} \cdot d \cdot u_{crit} = 3252,3 \text{ kN}$
portata massima $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit} \cdot (CRdc=0,10) \cdot 1,96 = 6374,4 \text{ kN}$

$$V_{Rd,c,crit} = 3252,3 \text{ kN} \leq V_{Ed,\beta} = 6213,9 \text{ kN} \leq V_{Rd,max,crit} = 6374,4 \text{ kN}$$

necessaria armatura a punzonamento, selezionato:

42x Schöck BOLE 20/940-5/A3500-CV30

Verifica della resistenza dell'acciaio

$$V_{Ed,\beta} = 6213,9 \text{ kN} \leq V_{Rd,sy,crit} = m_c \cdot n_c \cdot A_{s,i} \cdot f_{yd} / \eta = 7171 \text{ kN}$$

perimetro esterno u_{out} (vorh $l_s + 1,5d$)

Lunghezza della zona armata $l_s = 3150 \text{ mm}$
lunghezza del perimetro $u_{out} = 30,425 \text{ m}$
fattore amplificativo del carico $\beta_{red} = \beta = 1,10$
taglio da assorbire $V_{Ed,out} = \beta_{red} \cdot V_{Ed} = 6213,9 \text{ kN}$
portata del calcestruzzo $v_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 245,4 \text{ kN/m}^2$
portata del calcestruzzo $V_{Rd,c,out} = v_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out} = 7234,8 \text{ kN}$

$$V_{Ed,out} = 6213,9 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,out} = 7234,8 \text{ kN}$$



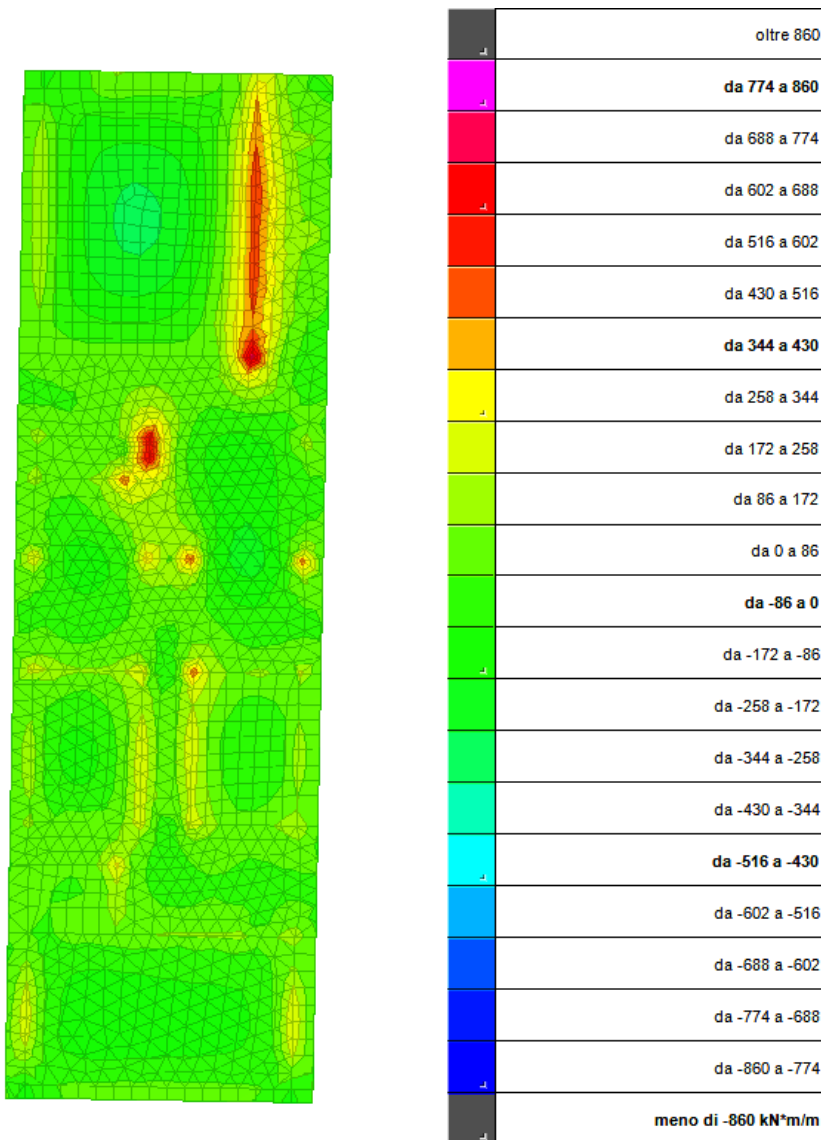
11.7 VERIFICA TIPOLOGICA PLATEA DI FONDAZIONE LOTTO 1

La fondazione del lotto 1 è costituita da platea di spessore variabile 0.8 m-1m su terreno consolidato mediante colonne di tipo FDP Ø620 mm di lunghezza 14 m disposti ad interasse variabile. Si riporta la verifica più gravosa della platea (spessore 800 mm).

11.7.1.1 Verifica a Flessione agli SLU

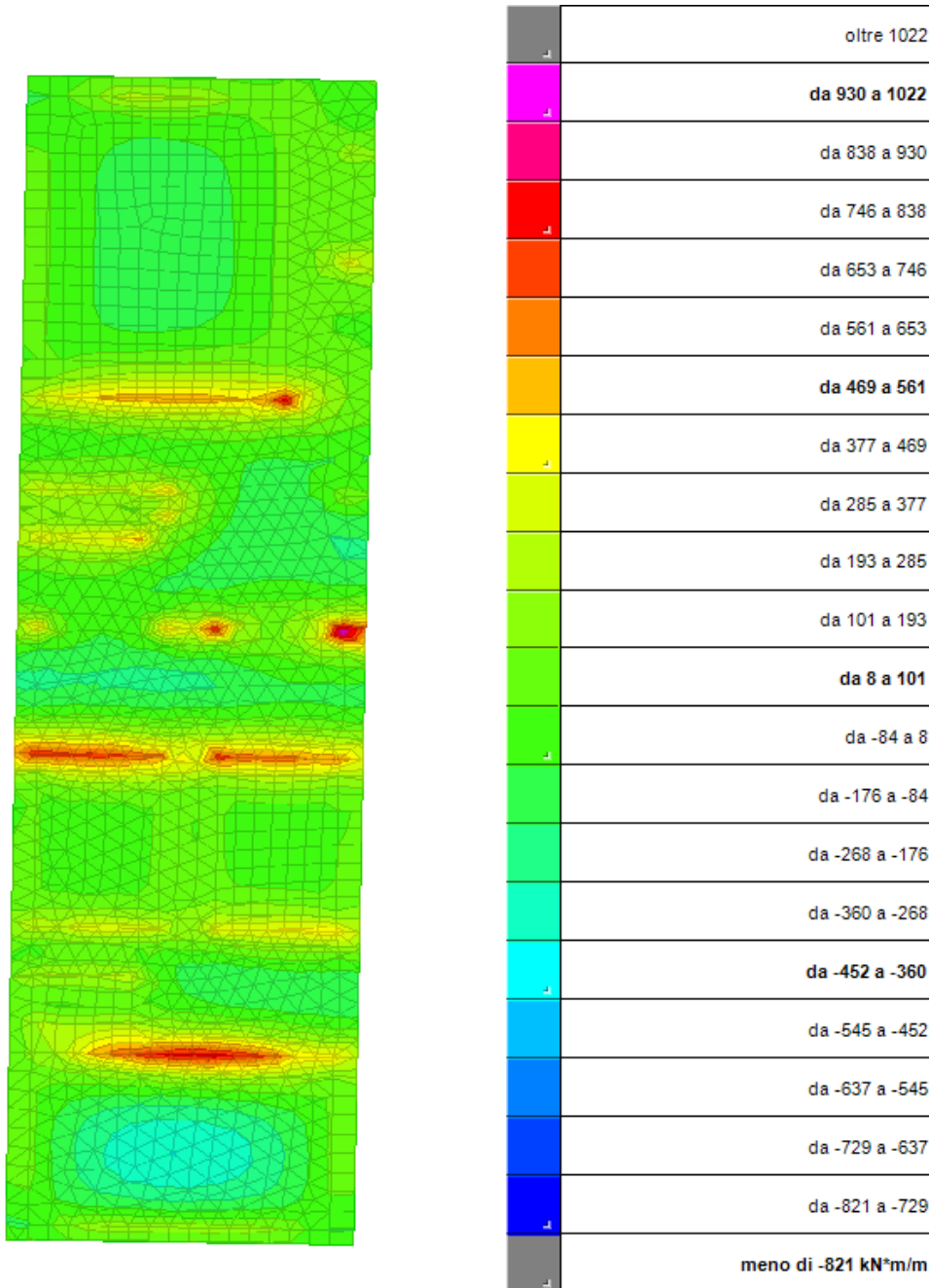
La platea di spessore 1 m armata con armatura Ø20/200 sia al lembo inferiore che superiore ha un momento resistente $M_{Rd} = \pm 576.4 \text{ kNm /m}$.

Si riporta quindi la mappa cromatica dei momenti flettenti la platea agli Stati Limite Ultimi in direzione X:





Si riporta quindi la mappa cromatica dei momenti flettenti la platea agli Stati Limite Ultimi in direzione Y:



La verifica è soddisfatta a parte le zone rosse dove il momento sollecitante è maggiore del momento resistente. In quelle zone andrà previsto un infittimento di armatura. L'infittimento di armatura sarà realizzato con $\varnothing 20/200$ aggiuntivi rispetto a quelli già presenti; il momento resistente della sezione armata con $\varnothing 20/100$ inferiori e $\varnothing 20/200$ superiori è $M_{Rd} = \pm 961$ kNm. La verifica risulta quindi soddisfatta.



11.7.1.2 Verifica a Punzonamento

Si riporta la verifica a punzonamento del pilastro più caricato:

sollecitazione

carico di punzonamento
componente dinamica

$$V_{Ed} = 3390 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$$

il carico di punzonamento viene uniformemente distribuito sul solo perimetro critico attivo

fattore amplificativo del carico

$$\beta = 1 + k \cdot M_{Ed} / V_{Ed} \cdot u_{crit} / W = 1,10$$

dimensione - pilastro interno rettangolare

larghezza del pilastro
spessore del pilastro
spessore piastra
altezza statica
copriferro sopra/sotto

$$a = 800 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$d = 769 \text{ mm}$$

$$co; cu = 30; 30 \text{ mm}$$

materiale

calcestruzzo

$$C25/30 (f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2)$$

acciaio

$$B500 (f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2)$$

grado d'armatura

$$\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (1,00 \cdot 1,00)^{1/2} = 1,00 \%$$

$$A_{sx} = 76,9 \text{ cm}^2/\text{m} (\sim \varnothing 20/41 \text{ mm}); \quad A_{sy} = 76,9 \text{ cm}^2/\text{m} (\sim \varnothing 20/41 \text{ mm})$$

l'armatura deve essere ancorata all'esterno del perimetro più esterno "Uout"

la seguente armatura di collasso deve essere disposta sopra il pilastro secondo:

$$V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 48,4 \text{ cm}^2$$

Verifica a punzonamento secondo DIN EC2 + NA:2013 + ETA

fattore κ

$$\kappa = \min\{1 + (200/d)^{1/2}; 2\} = 1,51$$

influenza del solaio a lastre

$$\eta = 1 + (d-200)/1000 \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,57$$

fattore $C_{Rd,c}$

$$C_{Rd,c} = \max\{0,18/\gamma_c \cdot (0,10, 1 \cdot u_0/d + 0,6); 0,1\} = 0,10$$

Resistenza minima del calcestruzzo $\alpha_{min} = [0,0525 - 0,0150 \cdot (dm-600)/(200)]/\gamma_c \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 246,3 \text{ kN/m}^2$

portata del calcestruzzo

$$v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 462,6 \text{ kN/m}^2$$

perimetro critico u_{crit}

Distanza critica

$$a_{crit} = 2,0d = 1538 \text{ mm}$$

lunghezza del perimetro

$$u_{crit} = 11,164 \text{ m}$$

taglio da assorbire

$$V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 3729,0 \text{ kN}$$

portata del calcestruzzo

$$V_{Rd,c,crit} = v_{Rd,c} \cdot d \cdot U_{crit} = 3971,1 \text{ kN}$$

portata massima

$$V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit,(CRdc=0,10)} \cdot 1,96 = 7783,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,\beta} = 3729,0 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,crit} = 3971,1 \text{ kN}$$

non è necessaria armatura a punzonamento



12 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI EDIFICI LOTTO 3

Si riportano in questo capitolo le verifiche degli edifici del Lotto 3. Per quanto non espressamente riportato si rimanda alla parte generale.

12.1 EDIFICIO MANGIFICIO

12.1.1 Descrizione delle opere strutturali

L'edificio mangificio è un edificio a due piani nella parte uffici e monopiano nella parte del mangificio vero e proprio.

La struttura è un telaio a travi e pilastri in calcestruzzo armato, i solai sono predalles nella parte di uffici; nella restante parte, data la luce netta di 15 metri, si predilige un solaio alveolare.

Il nucleo centrale in cemento armato supporta il vano scale.

12.1.2 Carichi verticali di progetto

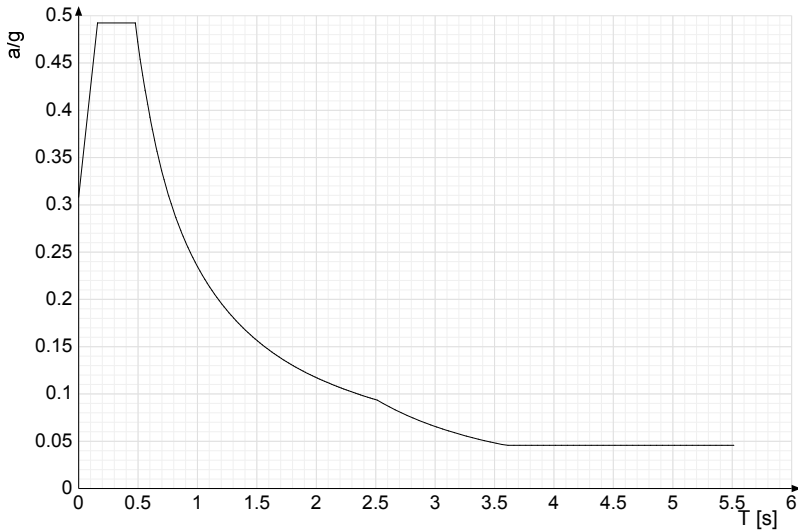
Si riportano i carichi sui solai:

TIPO DI ORIZZONTAMENTO	Carichi gravitazionali[kN/mq]	
PIANO1 - UFFICI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLAIO PREDALLES SP 340 mm	Permanenti strutturali	4.50 kN/mq
	Permanenti non strutturali	3.00 kN/mq
	Accidentali	4.00 kN/mq
PIANO 2 - COPERTURA UFFICI	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLAIO PREDALLES SP 280 mm	Permanenti strutturali	4.00 kN/mq
	Permanenti non strutturali	2.00 kN/mq
	Accidentali	2.00 kN/mq
PIANO 2 - COPERTURA MANGIMIFICIO	Tipologia di carico	Peso kN/mq
SOLAIO ALVEOLARE SP 410 mm	Permanenti strutturali	5.92 kN/mq
	Permanenti non strutturali	2.00 kN/mq
	Accidentali	2.00 kN/mq

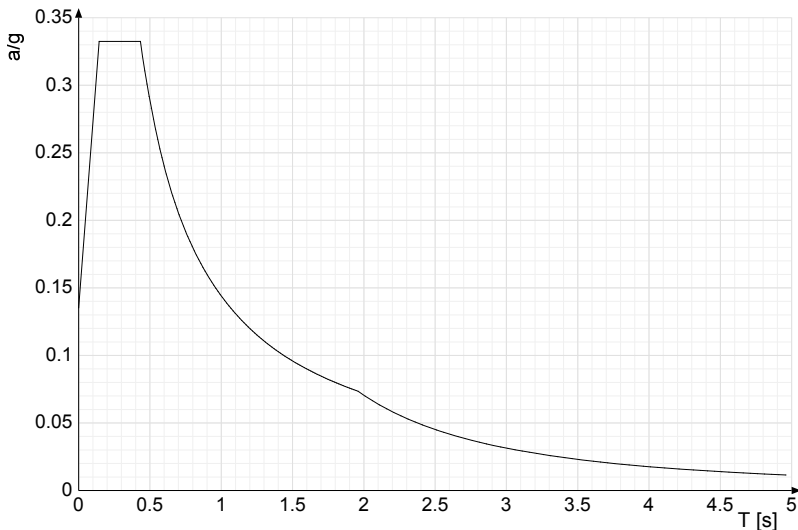


12.1.3 Sisma

L'edificio è deformabile torsionalmente quindi si adotta un fattore di struttura q_0 pari a 2.
Si riportano quindi gli spettri di progetto
Sisma orizzontale SLV



Sisma orizzontale SLO



Si riportano i modi di vibrare principali

Modo: Identificativo del modo di vibrare.

Periodo: Periodo. [s]

Massa X: Massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

UNILO_AE_G_C_0011

136/195



Massa Y: Massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: Massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot X: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot Y: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot Z: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.885696

Traslazione Y: 0.921616

Traslazione Z: 0

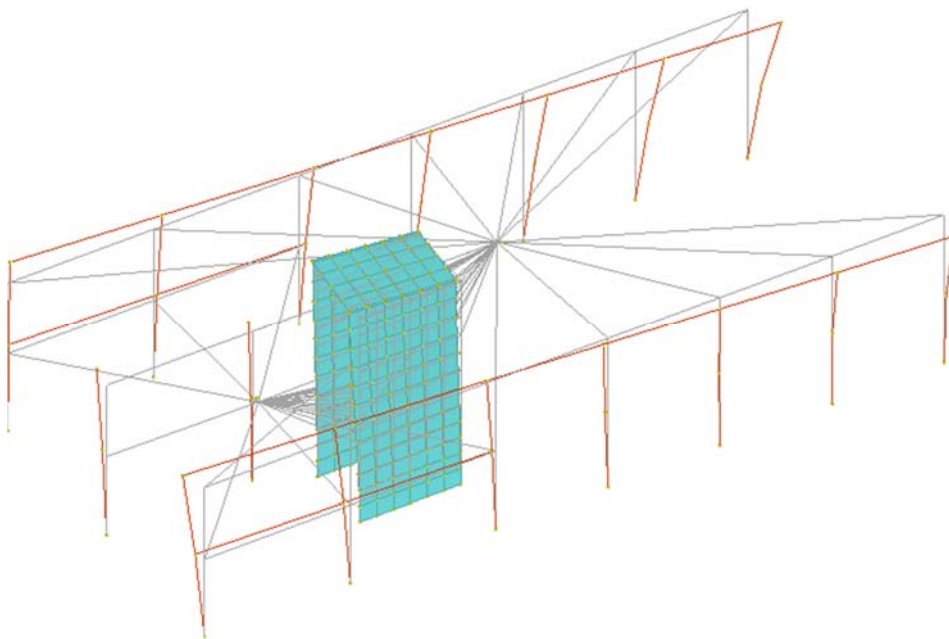
Rotazione X: 0.989446

Rotazione Y: 0.992668

Rotazione Z: 0.933291

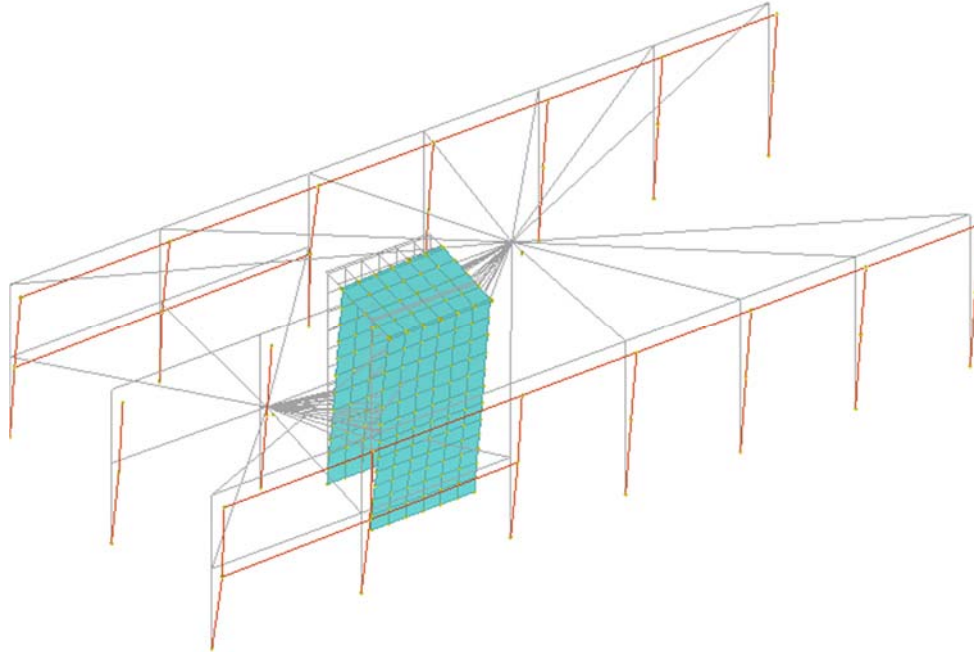
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	0.62	0.035	0.002	0	0.009	0.037	0.432
2	0.18	0.001	0.918	0	0.979	0.001	0.436
3	0.12	0.848	0.000	0	0.000	0.953	0.064

Si riportano quindi le immagini relative ai modi di vibrare principali:

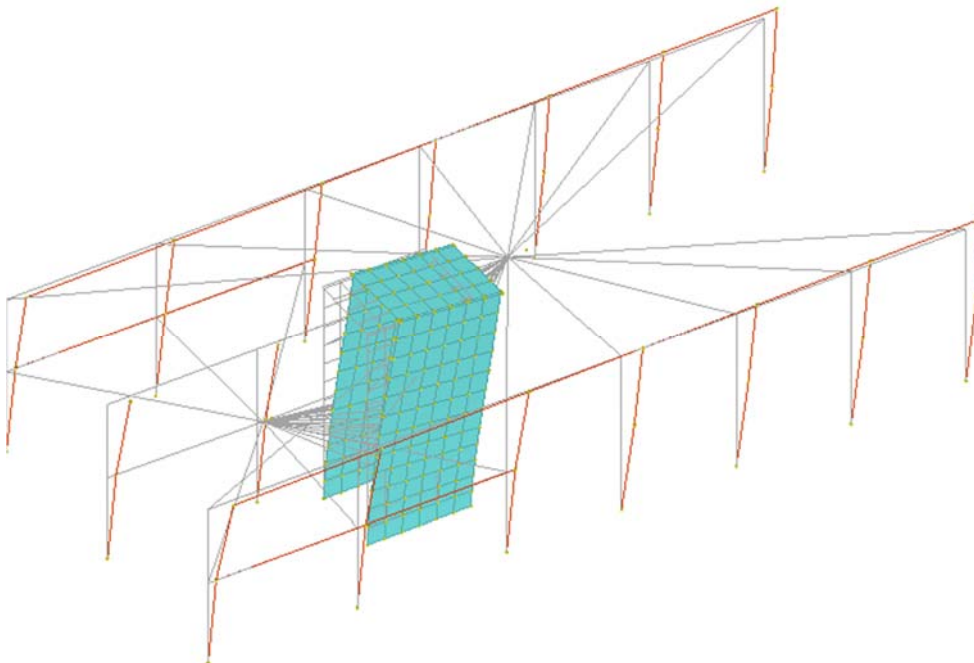




Spostamenti in 1o modo di vibrare



Spostamenti in 2o modo di vibrare



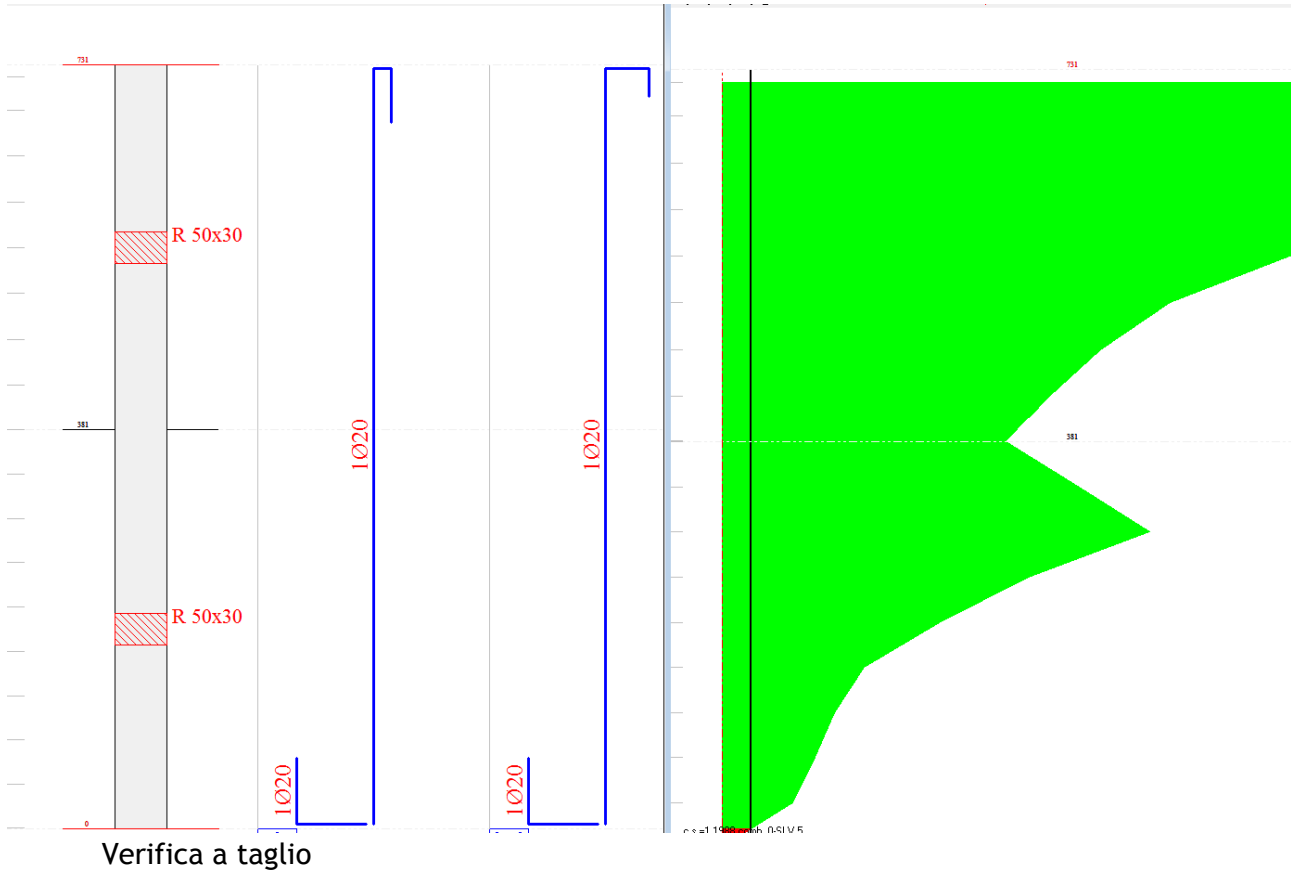
Spostamenti in 3o modo di vibrare



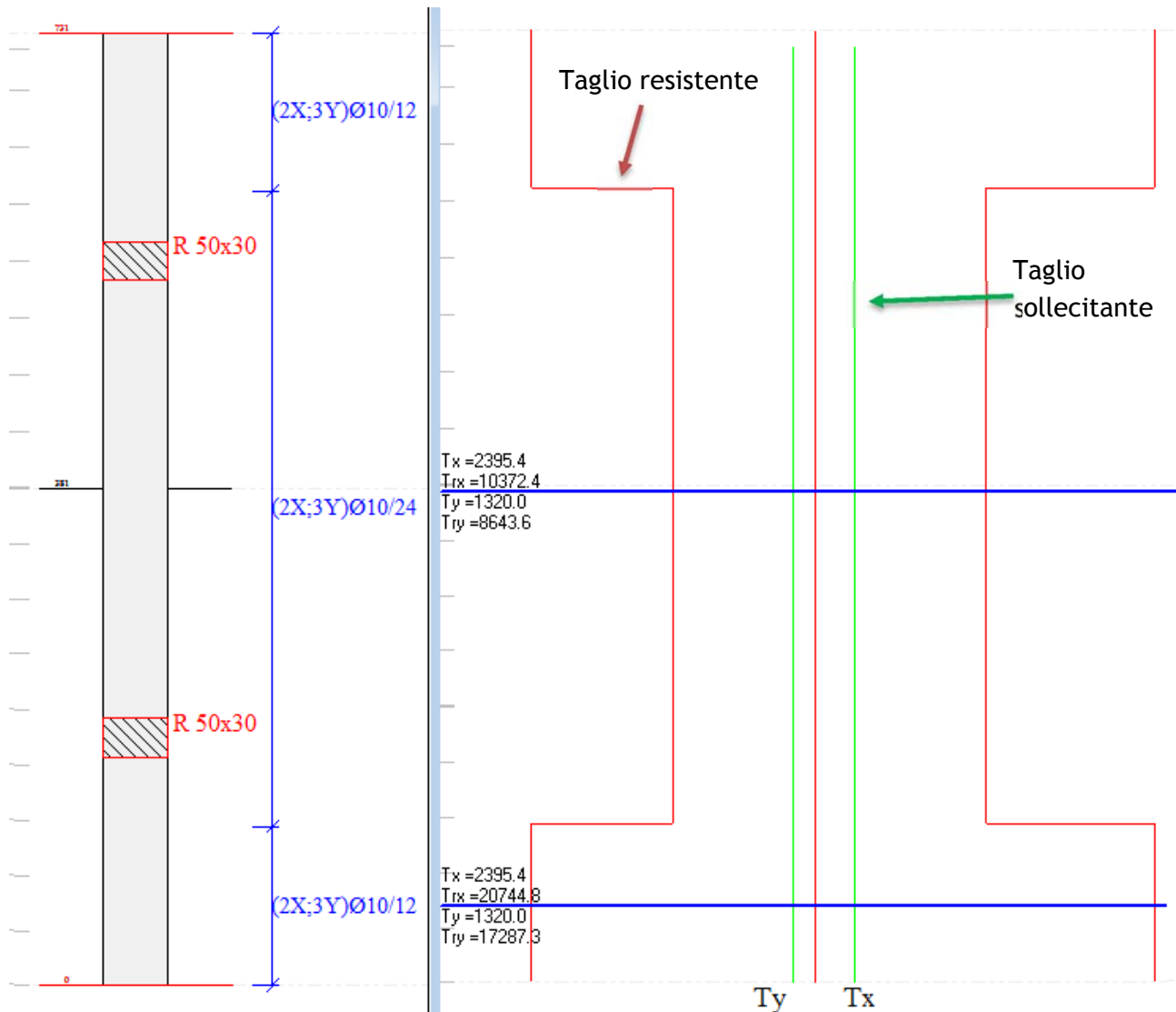
12.1.4 Verifica degli elementi strutturali

12.1.4.1 Verifica pilastri 30x50

Si riporta la verifica dei pilastri 30x50 armati con 6 \varnothing 20 verticali e staffe \varnothing 10/200:
Verifica a pressoflessione:



Verifica a taglio

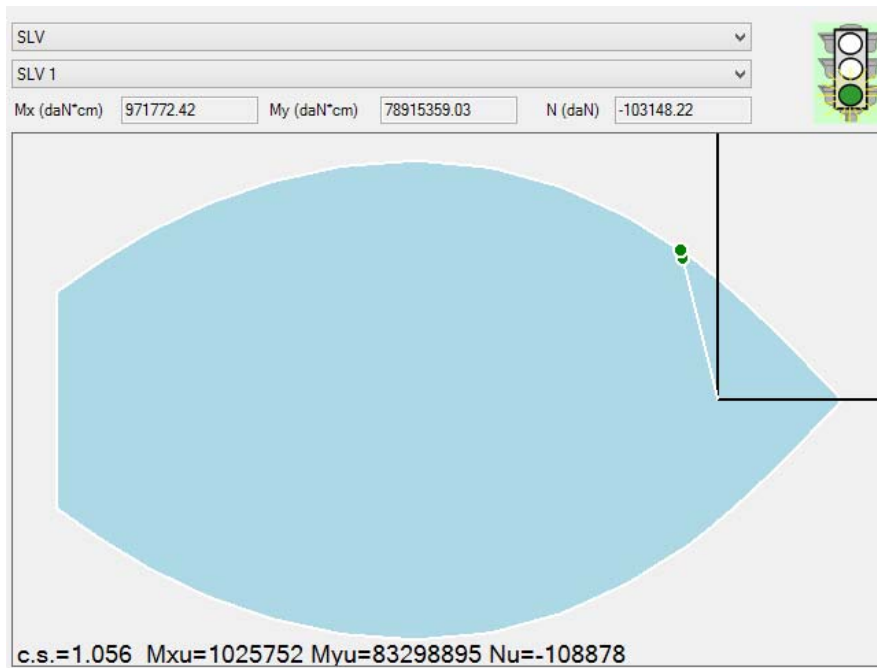


Le verifiche sono soddisfatte.

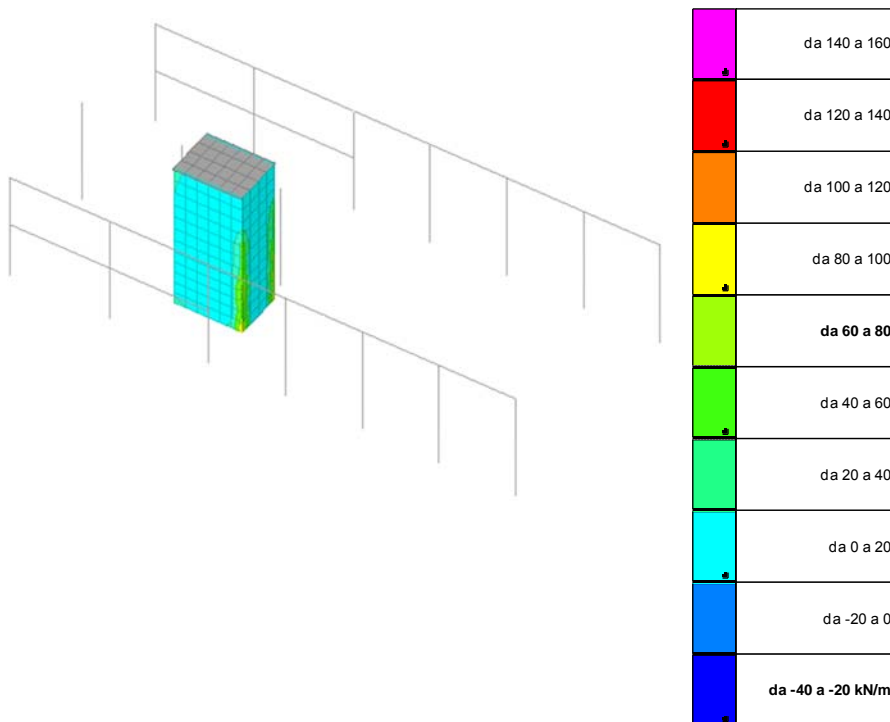


12.1.4.2 Verifica dei setti spessore 250

Si riporta la verifica dei setti armati con armatura verticale $\varnothing 16/200$ ed armatura orizzontale $\varnothing 12/200$:



Per la verifica a taglio si riporta la mappa cromatica dell'involuppo dei tagli sui setti in condizioni sismiche:





La verifica porta:

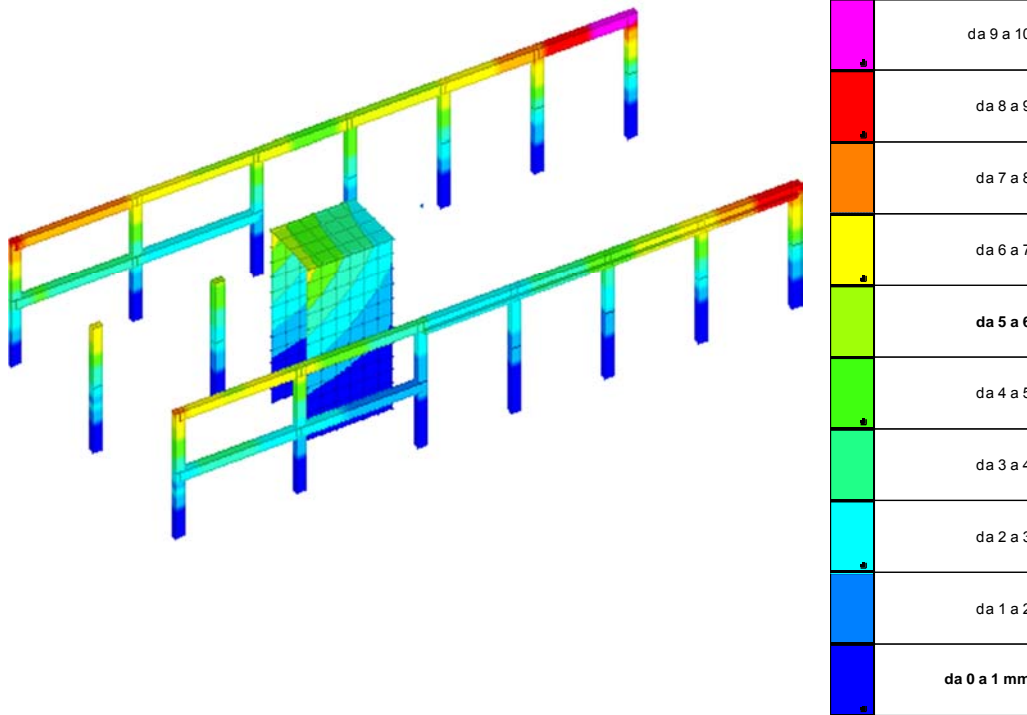
VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005			
Caratteristiche geometriche			
Base b =	250 mm	Armatura longitudinale in zona tesa	
Altezza h =	1000 mm	Diametro $\phi =$	16 mm
Coprifero $c_o =$	35 mm	n. di ferri	5
Altezza utile d =	965 mm	$A_{st} =$	1005 mm ²
Caratteristiche dei materiali		Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)	
$f_{ck} =$	37.00 Mpa	Diametro $\phi =$	12 mm
$f_{cd} =$	24.67 Mpa	n. di braccia	2
$f_{ctk} =$	2.33 Mpa	$A_{sw} =$	226 mm ²
$f_{ctd} =$	1.55 Mpa	passo s =	200 mm
$f_{ywk} =$	450 Mpa	Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)	
$f_{ywd} =$	391.30 Mpa	Diametro $\phi =$	mm
$\gamma_c =$	1.50	n. di ferri	
$\gamma_s =$	1.15	$A_{sw,ferri} =$	0 mm ²
		passo s =	mm
		inclinazione ferri $\alpha =$	°
Sollecitazioni			
$V_{Ed} =$	160 kN		
$N_{Ed} =$	kN (>0 se di traz.)		
Verifica puntone compresso			
Taglio max resistente	1521 kN		
Verifica senza armatura a taglio		Verifiche con staffe a 90°	
Parametri		Parametri	
k =	1.46	$v_1 =$	0.51
$k_1 =$	0.15	$\alpha_{cw} =$	1
$C_{Rd,c} =$	0.12	$\theta =$	22.0 °
$\rho_l =$	0.004	$\cot(\theta) =$	2.5
$\sigma_{cp} =$	0.000 Mpa	$V_{Rd,s} =$	951 kN
$V_{min} =$	0.374 Mpa	$V_{Rd,max} =$	951 kN
Taglio max $V_{Rd,c} =$	105 kN	Taglio max $V_{Rd,w} =$	951 kN
Verifica:	NON SODDISFATTA	Verifica:	SODDISFATTA
c.s. =	0.66	c.s. =	5.94

Tutte le verifiche di resistenza sono soddisfatte.



12.1.5 Verifica degli spostamenti

Si riporta la verifica degli spostamenti allo Stato Limite di Danno:



Spostamenti in SLO 1

Lo spostamento massimo allo SLO è pari a 9.4 mm ovvero 1/440 altezza.
La verifica è soddisfatta.



12.2 EDIFICIO CARNE-LATTE

12.2.1 Descrizione delle opere strutturali

L'edificio laboratori è un edificio monopiano la cui struttura è costituita da pilastri e setti in calcestruzzo armato. La copertura è una soletta in calcestruzzo armato di spessore 35 cm.

12.2.2 Carichi verticali di progetto

Si riportano i carichi sui solai:

TIPO DI ORIZZONTAMENTO	Carichi gravitazionali[kN/mq]	
<i>COPERTURA</i>	<i>Tipologia di carico</i>	<i>Peso kN/mq</i>
SOLETTA PIENA sp 350 mm	Permanenti strutturali	8.75 kN/mq
	Permanenti non strutturali	2.00 kN/mq
	Accidentali	2.00 kN/mq

12.2.3 Sisma

Si riporta la verifica di deformabilità torsionale della struttura

Quota superiore: Quota superiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [mm]

Quota inferiore: Quota inferiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [mm]

KUx: Rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale X. [kN/mm]

KUy: Rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale Y. [kN/mm]

KRz: Rigidezza relativa alla rotazione attorno l'asse globale Z. [daN*cm/rad]

L: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale X, dell'edificio. [mm]

B: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale Y, dell'edificio. [mm]

ls: Radice quadrata di $(L^2+B^2)/12$. [mm]

rx/ls: Rapporto rx/ls. Il valore è adimensionale.

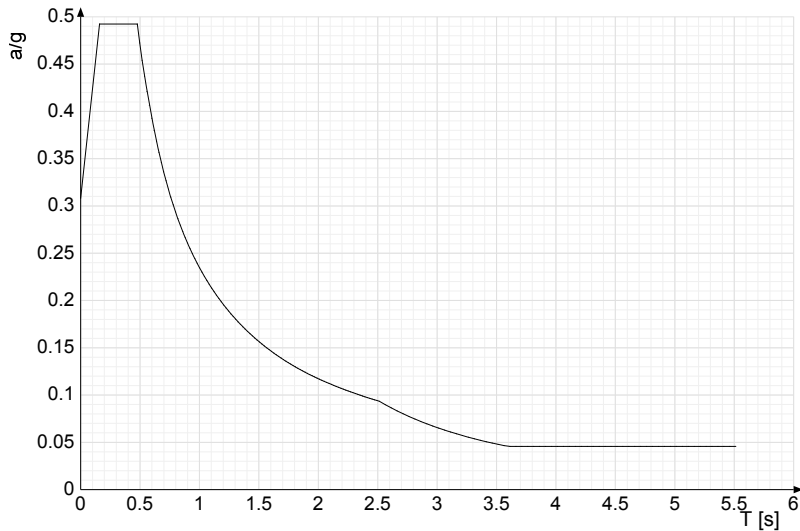
ry/ls: Rapporto ry/ls. Il valore è adimensionale.

Quota superiore	Quota inferiore	KUx	KUy	KRz	L	B	ls	rx/ls	ry/ls
L2	L1	1972.267	588.09	2598355100	36125	18800	11756	0.03	0.06

L'edificio è deformabile torsionalmente quindi si adotta un fattore di struttura q_0 pari a 2.

Si riportano quindi gli spettri di progetto

Sisma orizzontale SLV



Sisma orizzontale SLO



Si riportano i modi di vibrare principali

Modo: Identificativo del modo di vibrare.

Periodo: Periodo. [s]

Massa X: Massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: Massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: Massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot X: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.



Massa rot Y: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot Z: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.973911

Traslazione Y: 0.980021

Traslazione Z: 0

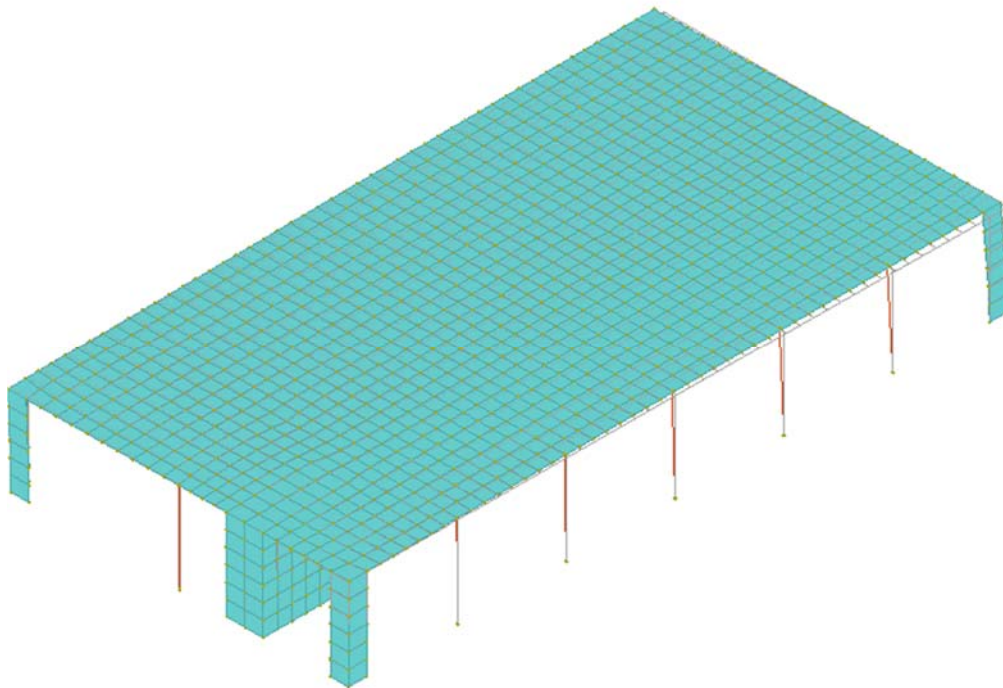
Rotazione X: 0.997014

Rotazione Y: 0.991551

Rotazione Z: 0.958764

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	0.32	0.028	0.696	0	0.712	0.029	0.174
2	0.14	0.684	0.155	0	0.156	0.697	0.275
3	0.11	0.261	0.128	0	0.127	0.264	0.509

Si riportano quindi le immagini relative ai modi di vibrare principali:

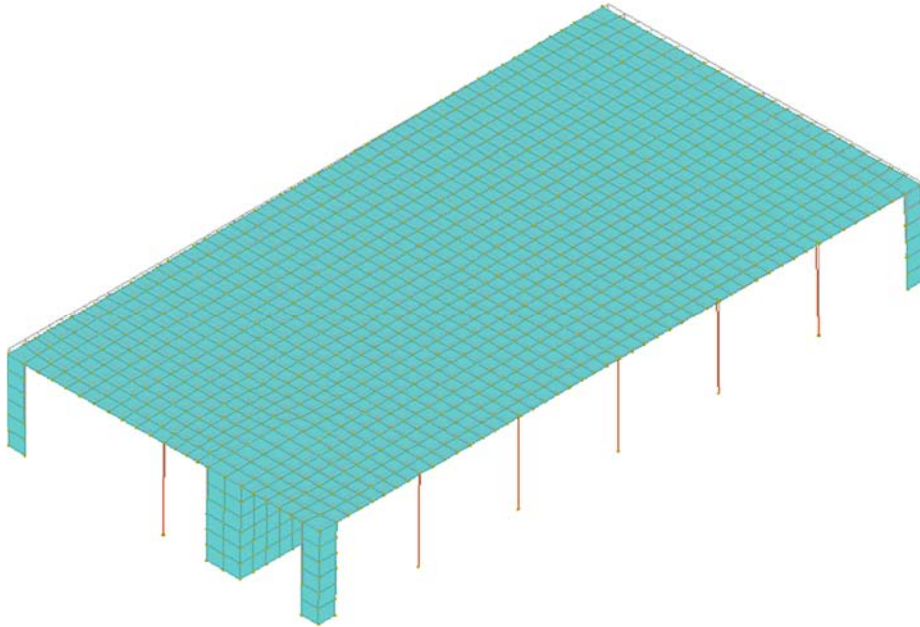


Spostamenti in 1o modo di vibrare

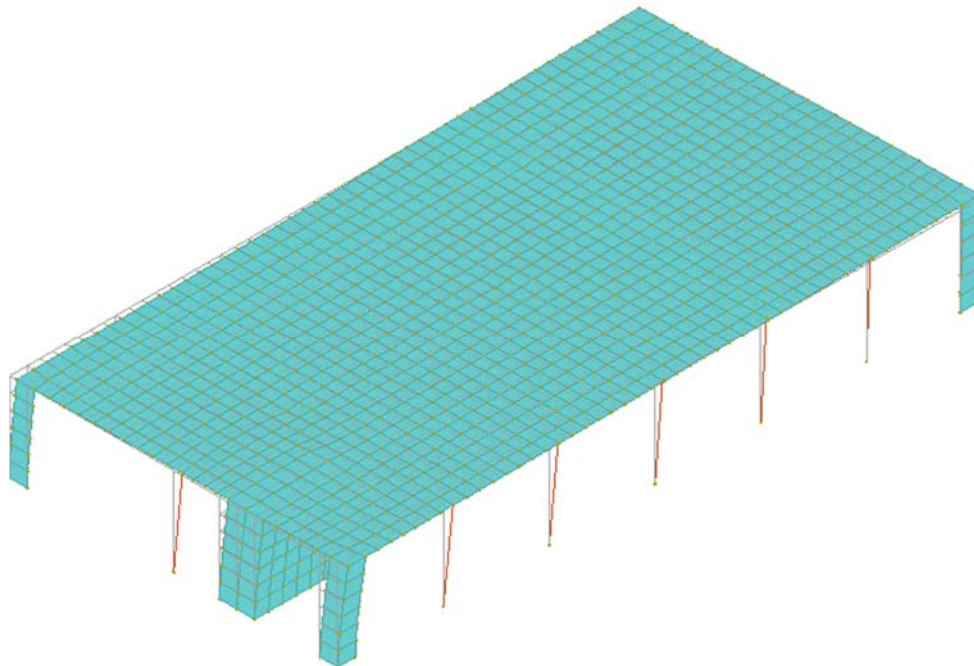


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Spostamenti in 2o modo di vibrare



Spostamenti in 3o modo di vibrare

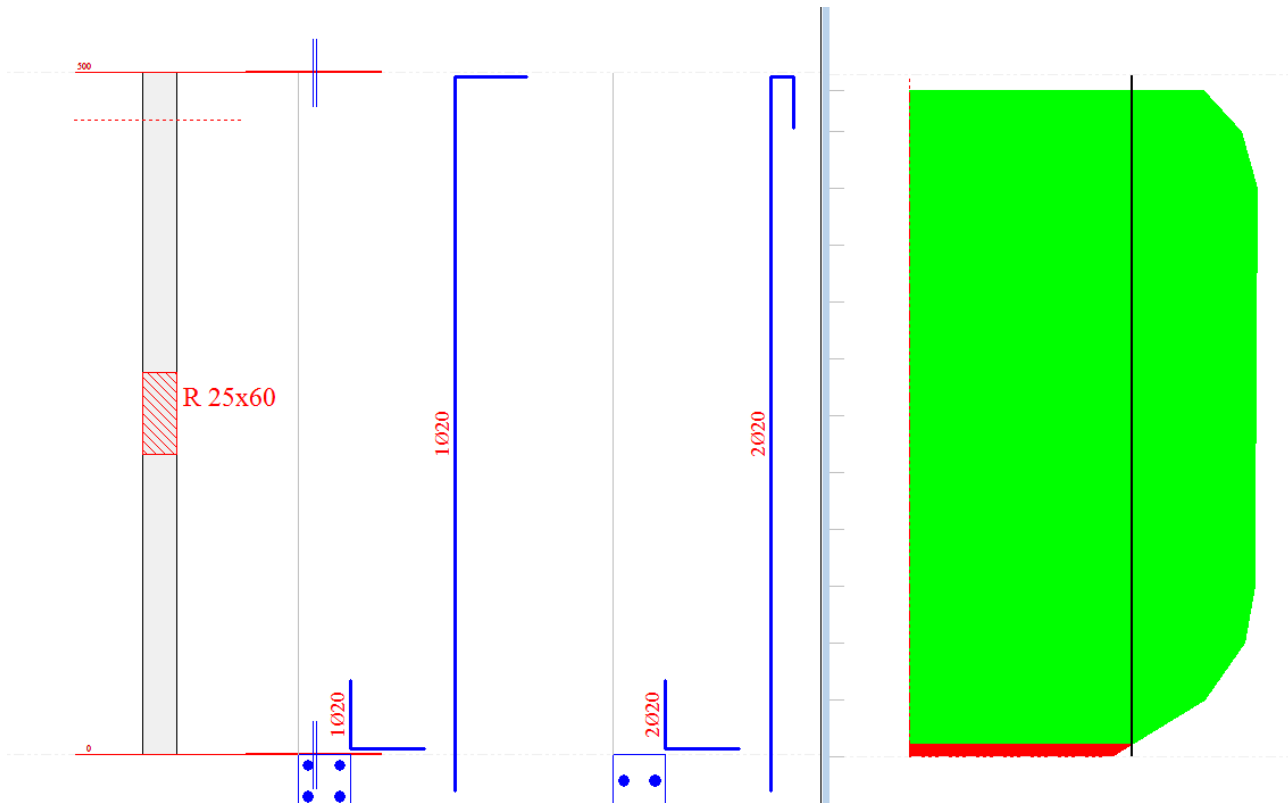


12.2.4 Verifica degli elementi strutturali

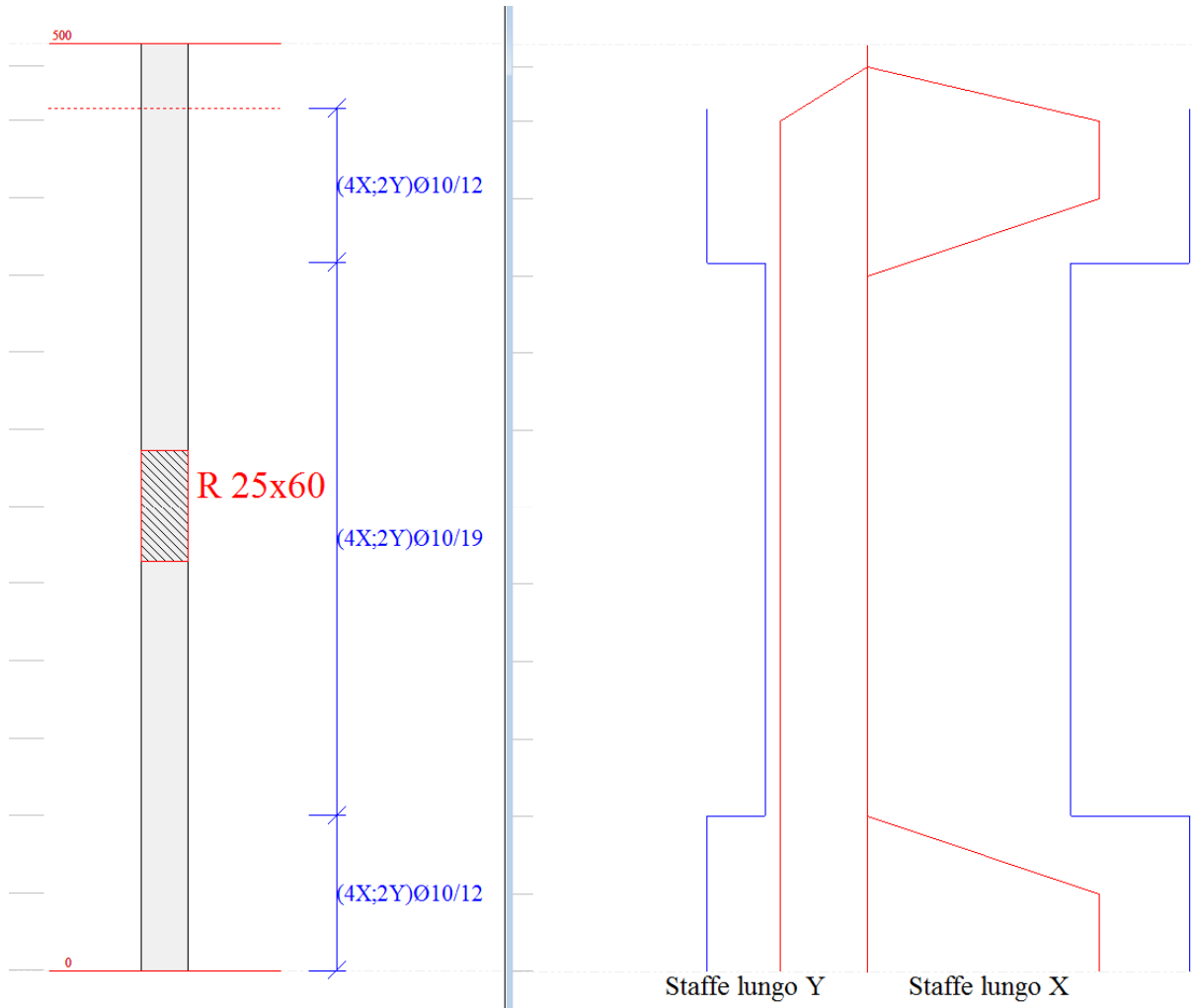
12.2.4.1 Verifica pilastri 30x50

Si riporta la verifica dei pilastri 30x50 armati con 6 \varnothing 20 verticali e staffe \varnothing 10/200:

Verifica a pressoflessione:



Verifica a taglio

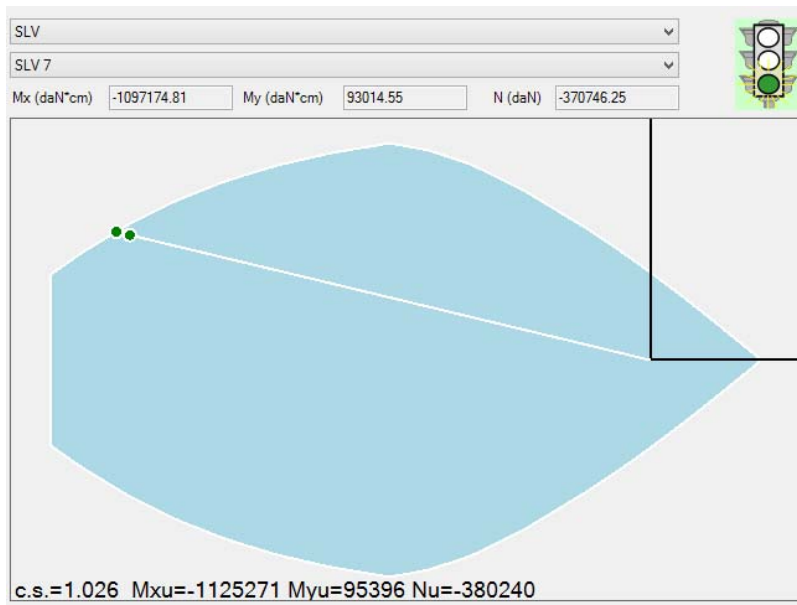


Le verifiche sono soddisfatte.

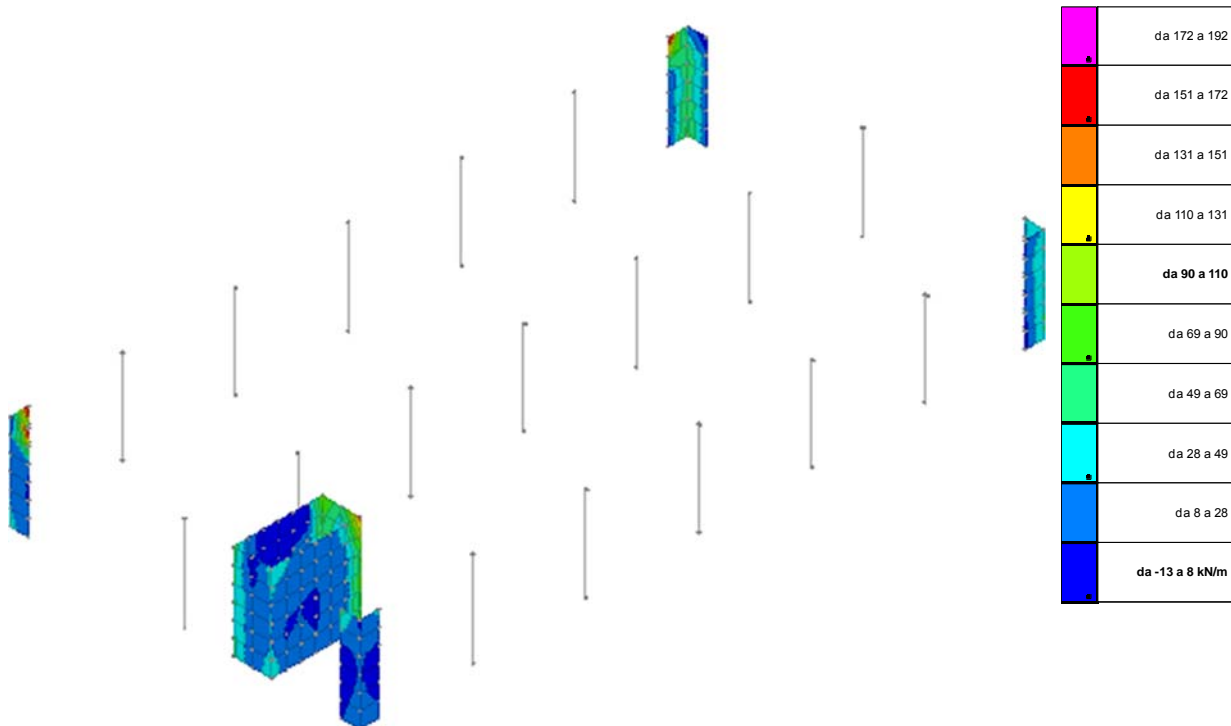


12.2.4.2 Verifica dei setti spessore 250

Si riporta la verifica dei setti armati con armatura verticale $\varnothing 16/200$ ed armatura orizzontale $\varnothing 12/200$:



Per la verifica a taglio si riporta la mappa cromatica dell'involuppo dei tagli sui setti in condizioni sismiche:





La verifica porta:

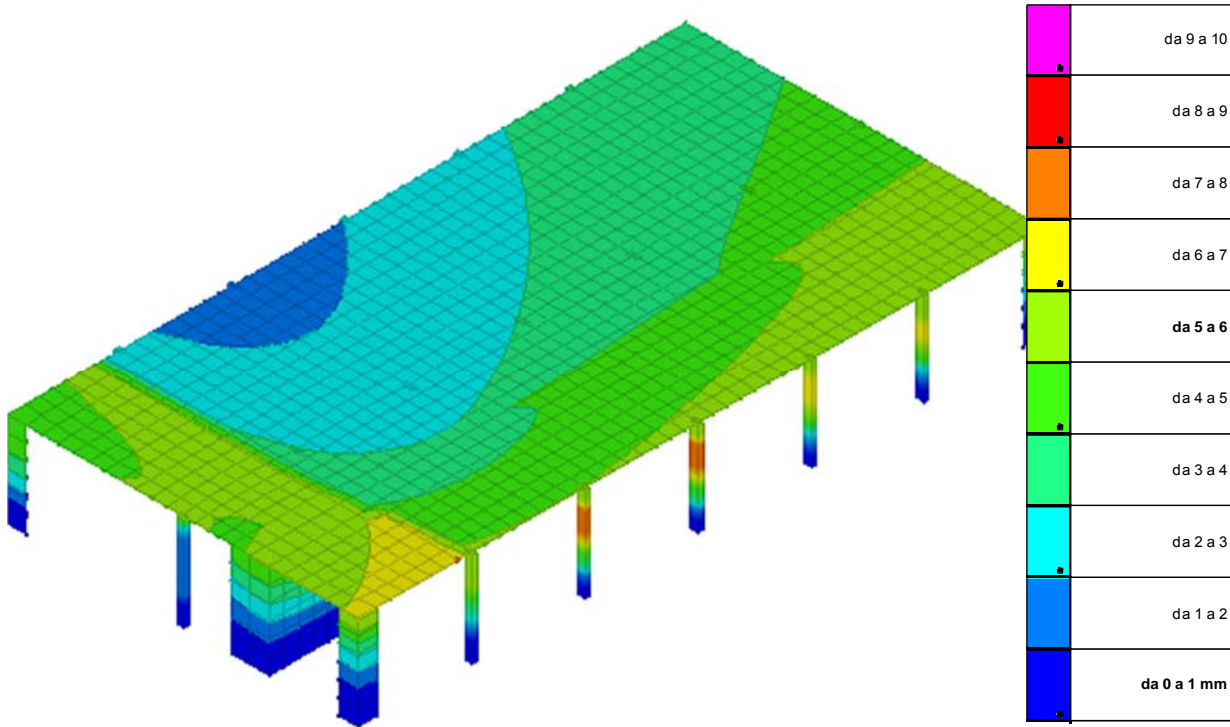
VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005			
Caratteristiche geometriche			
Base $b =$	250	mm	Armatura longitudinale in zona tesa Diametro $\phi =$ 16 mm n. di ferri 5 $A_{sl} =$ 1005 mm ²
Altezza $h =$	1000	mm	
Coprifero $co =$	35	mm	
Altezza utile $d =$	965	mm	
Caratteristiche dei materiali			
$f_{ck} =$	37.00	Mpa	Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°) Diametro $\phi =$ 12 mm n. di braccia 2 $A_{sw} =$ 226 mm ² passo $s =$ 200 mm
$f_{cd} =$	24.67	Mpa	
$f_{ctk} =$	2.33	Mpa	Armatura trasversale a taglio (ferri piegati) Diametro $\phi =$ mm n. di ferri $A_{sw,ferri} =$ 0 mm ² passo $s =$ mm inclinazione ferri $\alpha =$ °
$f_{ctd} =$	1.55	Mpa	
$f_{ywk} =$	450	Mpa	
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	
$\gamma_c =$	1.50		
$\gamma_s =$	1.15		
Sollecitazioni			
$V_{Ed} =$	160	kN	
$N_{Ed} =$		kN (>0 se di traz.)	
Verifica puntone compresso			
Taglio max resistente	1521	kN	
Verifica senza armatura a taglio		Verifiche con staffe a 90°	
Parametri		Parametri	
$k =$	1.46	$v_1 =$	0.51
$k_1 =$	0.15	$\alpha_{cw} =$	1
$C_{Rd,c} =$	0.12	$\theta =$	22.0 °
$\rho_l =$	0.004	$\cot(\theta) =$	2.5
$\sigma_{cp} =$	0.000	$V_{Rd,s} =$	951 kN
$V_{min} =$	0.374	$V_{Rd,max} =$	951 kN
Taglio max $V_{Rd,c} =$	105	Taglio max $V_{Rd,w} =$	951
Verifica:	NON SODDISFATTA	Verifica:	SODDISFATTA
c.s. =	0.66	c.s. =	5.94

Tutte le verifiche di resistenza sono soddisfatte.



12.2.5 Verifica degli spostamenti

Si riporta la verifica degli spostamenti allo Stato Limite di Danno:



Spostamenti in SLO 1

Lo spostamento massimo allo SLO è pari a 9.4 mm ovvero 1/440 altezza.
La verifica è soddisfatta.



12.3 EDIFICIO SALE SETTORIE

L'edificio in oggetto è un edificio esistente. Il progetto è stato curato nel 1999 dall'arch. Antonio Montanari e dall'ing. Loris Colombo.

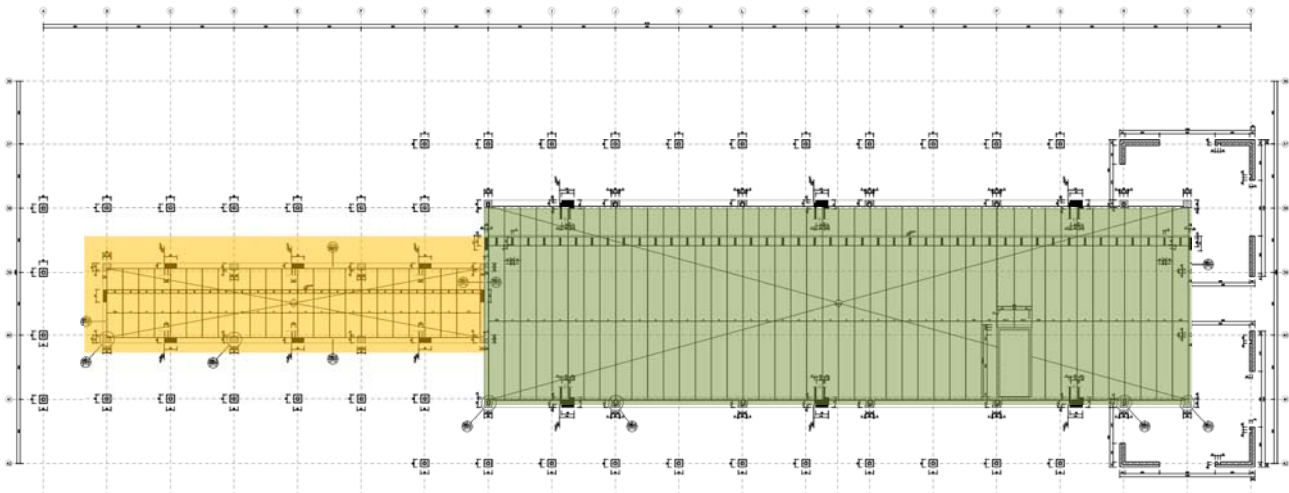
Gli elementi strutturali dell'edificio sono:

- Due pilastri di spigolo di dimensione 60x60 ed altezza 4.375 m;
- Quattro pilastri, due di spigolo e due interni, a sezione variabile; da 60x60 per una altezza di 4.375 m a 30x20 cm per i restanti 2.725 m;
- Otto pilastri a sezione variabile; da 60x50 per un'altezza di 4.375 m a 30x30 per i restanti 2.725 con un passo di 9.6 m;
- Due pilastri di dimensioni 30x30 ed altezza 4.375 posti entrambi tra due pilastri di spigolo;
- Due pilastri circolari di diametro 30 cm ed altezza 4.375 posti entrambi tra due pilastri di spigolo;
- Due travi di bordo, parallele all'orditura del solaio, di sezione 95x30cm e lunghezza 15 m; queste travi sono disposte in facciata, ciascuna sopra due pilastri di spigolo e due pilastri intermedi.

Lungo i lati maggiori del complesso corrono due travi prefabbricate ad L appoggiate, tramite mensole, ai pilastri di spigolo ed interni; queste sostengono un solaio a tegoli prefabbricati.

Le fondazioni sono a plinti su pali; tutti i plinti sono collegati da travi portapannelli.

I carichi di progetto del solaio del piano primo sono:



	Permanenti [kN/mq]	Accidentali [kN/mq]
Da filo B a filo H	1.20	2.00
Da filo H a filo S	6.50	2.00



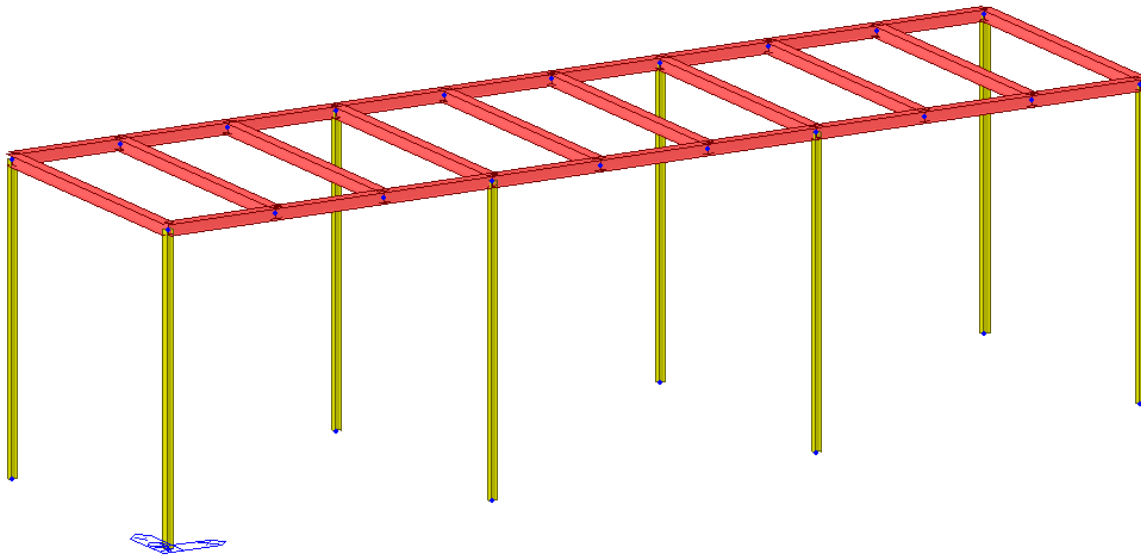
L'analisi dell'edificio esistente non evidenzia criticità rispetto alla destinazione d'uso richiesta. Si considera pertanto adeguato l'edificio all'uso senza necessità di intervento strutturale.

13 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI OPERE ESTERNE

13.1 PENSILINE IN ACCIAIO

Le pensiline esterne sono sostenute da pilastri HeB120 su una maglia 5x6 metri. Le travi che sostengono la copertura in polycarbonato sono HeA200 a passo due metri a formare un graticcio.

Si riporta una immagine del modello di calcolo:



Si riportano quindi le verifiche dei profili.



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE

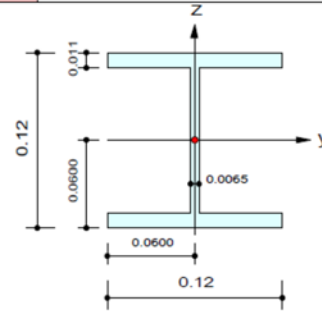


13.1.1 Verifica delle colonne HeB120



1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 6
Material : S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name : HEB120 (No:1)
(Rolled : HEB120).
Member Length : 5.30000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -23.596$ (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments $M_y = -0.6261$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 0.31040$, $M_{yj} = -0.6261$ (for Lb)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:I)
 $F_{zz} = 0.17669$ (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.12000	Web Thick	0.00650
Top F Width	0.12000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.12000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00340	Asz	0.00078
Qyb	0.01227	Qzb	0.00180
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.06000	Zbar	0.06000
Wely	0.00014	Welz	0.00005
ry	0.05040	rz	0.03060

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 5.30000$, $L_z = 5.30000$, $L_b = 5.30000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$$KL/r = 173.2 < 200.0 \text{ (Memb:6, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 23.596/190.360 = 0.124 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.6261/58.6460 = 0.011 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/28.4835 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{NRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend}), \text{MAX}(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.130 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/300.0 = 0.0177 > 0.0000 \text{ (Memb:5, LCB: 2, Dir-X)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE

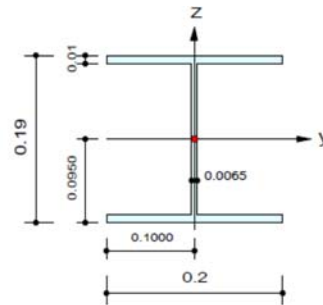


13.1.2 Verifica delle travi HeA200



1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 26
Material : S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name : HEA200 (No:2)
(Rolled : HEA200).
Member Length : 2.00000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -0.6595$ (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments $M_y = -11.617$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 6.17604$, $M_{yj} = -11.617$ (for Lb)
 $M_{yi} = 6.17604$, $M_{yj} = -11.617$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:I)
 $F_{zz} = 8.89649$ (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00650
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00124
Qyb	0.03130	Qzb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.09500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 2.00000$, $L_z = 2.00000$, $L_b = 2.00000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$$L/r = 100.4 < 300.0 \text{ (Memb:15, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.66/1909.90 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 11.617/152.650 = 0.076 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/71.6374 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{NRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend}), \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.081 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.024 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

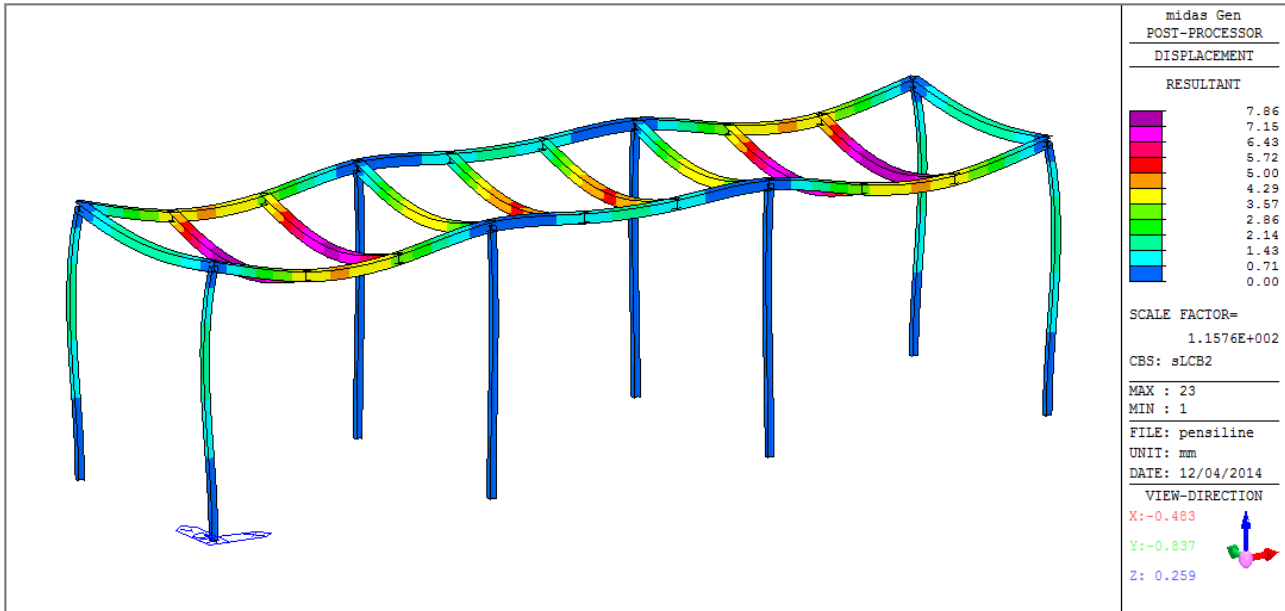
5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 0.0200 > 0.0022 \text{ (Memb:36, LCB: 2, POS: 2.5m, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$



13.1.3 Verifica delle deformazioni

Si riporta una mappa cromatica delle deformazioni massime delle travi:

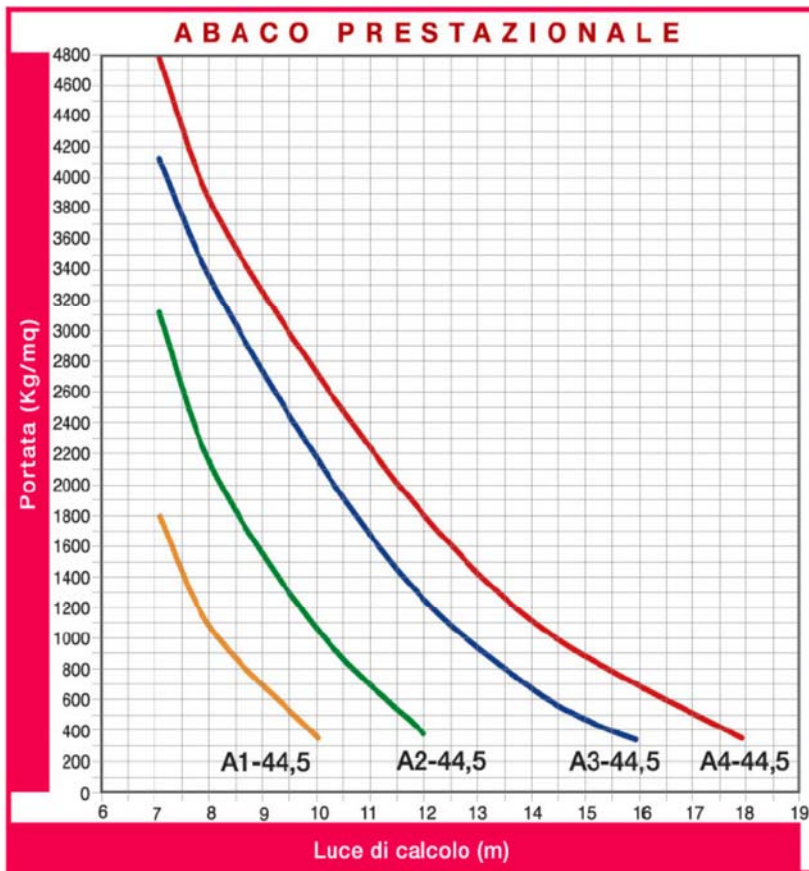


La deformazione massima è di 8 mm ovvero circa 1/500 luce.
La verifica è soddisfatta.



13.2 VERIFICA PONTICELLO

La struttura del ponticello è costituita da un solaio alveolare di luce 16 metri poggiate su due sponde. L'alveolare è alto 44.5 cm più una cappa collaborante di ulteriori 5 cm.
 Il carico permanente è pari a 2 kN/m² mentre il carico accidentale è di 4 kN/m².
 Si riporta la scheda tecnica del produttore ove si evince che il solaio garantisce la portata richiesta:



dati

- Peso proprio lastra di solaio **550 Kg/mq**
- Larghezza lastra di solaio **120 cm**
- Altezza lastra solaio **44,5 cm**
- Altezza soletta in opera **5,0 cm**
- Trasporto **Max 50 mq viaggio**
- Incidenza getto di testata **0,261 mc lastra**
- Incidenza getto longitudinale **0,013 mc/ml**

		LUCE DI CALCOLO (m)											
TIPO ARMATURA		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
PORTATA (Kg/mq)	A1 - 44,5	1800	1050	650	350								
	A2 - 44,5	3100	2100	1430	1050	670	380						
	A3 - 44,5	4100	3300	2700	2150	1650	1250	930	680	480	340		
	A4 - 44,5	4750	3800	3220	2700	2200	1800	1400	1120	900	700	500	350



14 VERIFICHE GEOTECNICHE

14.1 PREMESSA

Il D.M. 14.01.2008, attualmente in vigore, prescrive al capitolo 6 che le opere di fondazione vengano progettate a seguito di una caratterizzazione e modellazione geologica-sismica del sito. Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici sono pertanto così articolarsi:

1. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito.
2. Scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche.
3. Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo.
4. Descrizione delle fasi e delle modalità costruttive.
5. Verifica della sicurezza e delle prestazioni.
6. Definizione di eventuali piani di controllo e monitoraggio.

La modellazione geotecnica consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, idrogeologici, geomorfologici e sismici del suolo. La caratterizzazione e la modellazione geologica devono interessare una zona "significativamente estesa" del terreno, in relazione al tipo di opera e al contesto geologico in cui questa si colloca.

Le indagini geognostiche e sismiche devono consentire di definire la successione stratigrafica, il regime delle pressioni interstiziali, nonché tutti gli elementi significativi del suolo (conducibilità idraulica, caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, parametri di deformabilità).

Per il riconoscimento dei terreni, ovvero per definire la costituzione del sottosuolo e la natura degli strati in esso presenti, occorre generalmente eseguire scavi accessibili o perforazioni di sondaggio. Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, sono possibili due vie: il prelievo di campioni con successiva sperimentazione in laboratorio, oppure l'esecuzione di prove in sito. Entrambi gli approcci presentano vantaggi/svantaggi. La classica indagine con prove di laboratorio su campioni indisturbati consente una sperimentazione molto articolata ed accurata, ma opera su volumi di terreno assai ridotti ed inevitabilmente disturbati, in misura non sempre definibile, dalle operazioni stesse di prelievo; al contrario con le prove in sito si opera in generale su maggiori volumi di terreno e nelle condizioni del sito, tuttavia ciò che si misura non è in genere una proprietà del terreno, ma una grandezza da correlare in modo più o meno incerto alle proprietà del terreno. I due tipi di indagine sono quindi in qualche modo complementari e spesso vengono adottati simultaneamente. In alcuni casi, peraltro, la scelta risulta obbligatoria soprattutto quando risulta difficoltoso prelevare campioni indisturbati in terreni incoerenti ed è quindi giocoforza ricorrere, per tali terreni, alle indagini in sito.

Il numero delle verticali di indagine e la loro profondità dipendono dalla tipologia dell'opera, dalla sua estensione e dalla stratigrafia del suolo che può essere uniforme o caotica. Le figure seguenti riportano rispettivamente il numero dei sondaggi da prevedere per le opere più comuni, il volume



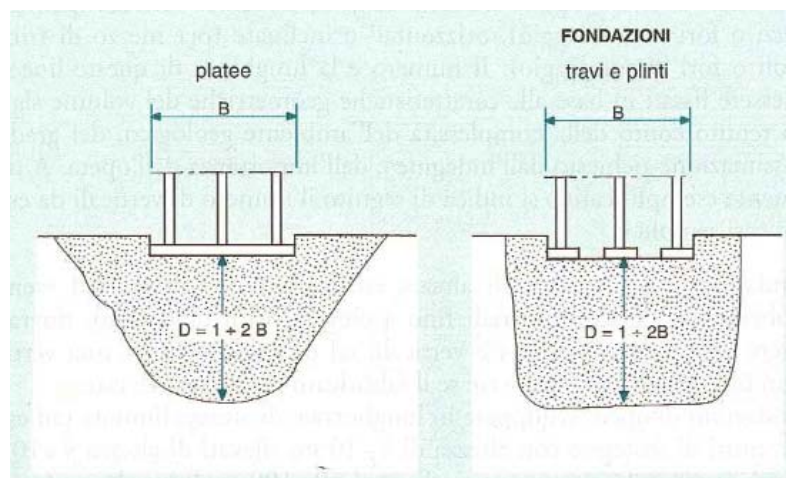
significativo del terreno interessato dalla struttura, e quindi la lunghezza minima delle terebrazioni, i mezzi di indagini più comunemente usati.

Tipo di opera	Distanza tra i sondaggi (m)				Sondaggi N.
	Stratificazione			EC7	
	Uniforme	Media	Caotica	Par. 3.2.3 UNI ENV 1997-1	
Edificio a 1-2 piani	60	30	15	-	3
Edificio a molti piani	45		12	griglia con modulo da 20÷40	4
Pile e spalle di ponti, torri	-		12	-	1-2 per fondazione
Strade	300	150	30	100÷200	-
Gallerie	progetto definitivo	500	300	-	griglia con modulo da 20÷40
	progetto esecutivo	100	50	-	-

Frequenza delle indagini da "Geotecnica & Macchine da perforazione" M. Bringiotti

Finalità	Mezzi di indagine	
Definizione del profilo stratigrafico	<i>Diretti</i> • Scavi accessibili (pozzi, cunicoli, trincee) • Perforazioni di sondaggio	<i>Indiretti</i> • Prove penetrometriche • Indagini geofisiche
Proprietà fisico-meccaniche dei terreni	<i>In laboratorio</i> • Analisi e prove su campioni indisturbati	<i>In situ</i> • Penetrometri (CPT, CPTU, SPT, DPT) • Scissometro • Pressiometro • Dilatometro piatto (DMT) • Prove di carico su piastra • Prove di permeabilità • Velocità delle onde sismiche (In foro: CH, DH; in superficie: SASW)

Mezzi di indagini da "Fondazioni" C. Viggiani.



Volume significativo di terreno influenzata dal manufatto: Raccomandazioni AGI, "Elementi di geotecnica" P. Colombo



Il paragrafo 3.2 del D.M. 14/01/2008 prescrive inoltre che ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.

Per la definizione dell'azione sismica si potrà fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III - NTC2008) in funzione del valore $V_{s,30}$.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Categorie di suoli definite sulla base del valore $V_{s,30}$ - Tabelle 3.2.II - 3.2.III - NTC2008



14.2 TESTI DI RIFERIMENTO

Si riportano di seguito i testi di riferimento:

- [T1] C. Viggiani - Fondazioni, 1999, Hevelius
- [T2] J. E. Bowles - Fondazioni Progetto e Analisi, 1991 McGraw libri Italia
- [T3] P. Colombo, Francesco Colleselli - Elementi di Geotecnica, 1996 Zanichelli
- [T4] R. Lancellotta - Geotecnica, 2008 Zanichelli
- [T5] R. Lancellotta j. Calavera - Fondazioni, 1999 McGraw Hill
- [T6] R. Nova - Fondamenti di Meccanica delle Terre, 2002 McGraw Hill
- [T7] R. Sansoni - Pali e fondazioni su pali, 1988 Hoepli
- [T8] M. Favaretti A. Mazzucato - Prove Geotecniche di Laboratorio, 1987 Cleup Editore
- [T9] C. Cestelli Guidi - Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, 1980 Hoepli
- [T10] F. Cestari - Prove geotecniche in sito, 1990-205 Geograph
- [T11] K. Terzaghi R.B. Peck - Soil Mechanics in Engineering Practice, 1967 Wiley
- [T12] Poulos H.G. Davis E.H. - Analisi e Progettazione di Fondazioni su Pali, 1987 Dario Flacovio

14.3 INDAGINI GEOGNOSTICHE - 2007

Per il progetto preliminare si è fatto riferimento ai seguenti documenti facenti parte della documentazione posta a base di gara:

- D005: Relazione di indagini geologica (20.11.2009)
- D006: Relazione di indagini geotecnica (20.11.2009)
- D007: Relazione di indagini sismica (20.11.2009)
- R101: Indagini geognostiche area di nuovo intervento (20.11.2009)
- R102: Indagini down-hole area nel pozzo S1 (20.11.2009).

I sopracitati documenti sono riportati nell'allegato n.1 della presente relazione.

Di seguito si riporta la planimetria con l'ubicazione del sondaggio S1(down-hole - 2007)



Posizione sondaggio S1 (down-hole) - CTR 1:10.00

14.4 INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE - 2014

Ad integrazione delle indagini geognostiche effettuate nel 2007 si sono richieste, in fase di progettazione preliminare, le seguenti indagini integrative:

- n.11 sondaggi a carotaggio continuo (lunghezza variabile da 25 a 40m)
- n. 50 prove S.P.T. in foro di sondaggio
- n.7 prove penetrometriche CPTU
- n.6 prove penetrometriche DPSH
- n.4 prove di permeabilità tipo Lefranc
- installazione di n.2 piezometri a tubo aperto per il monitoraggio dell'acqua di falda;
- prova geofisica tipo MASW
- prove geotecniche su campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati
- indagini ambientali su terre e rocce da scavo.



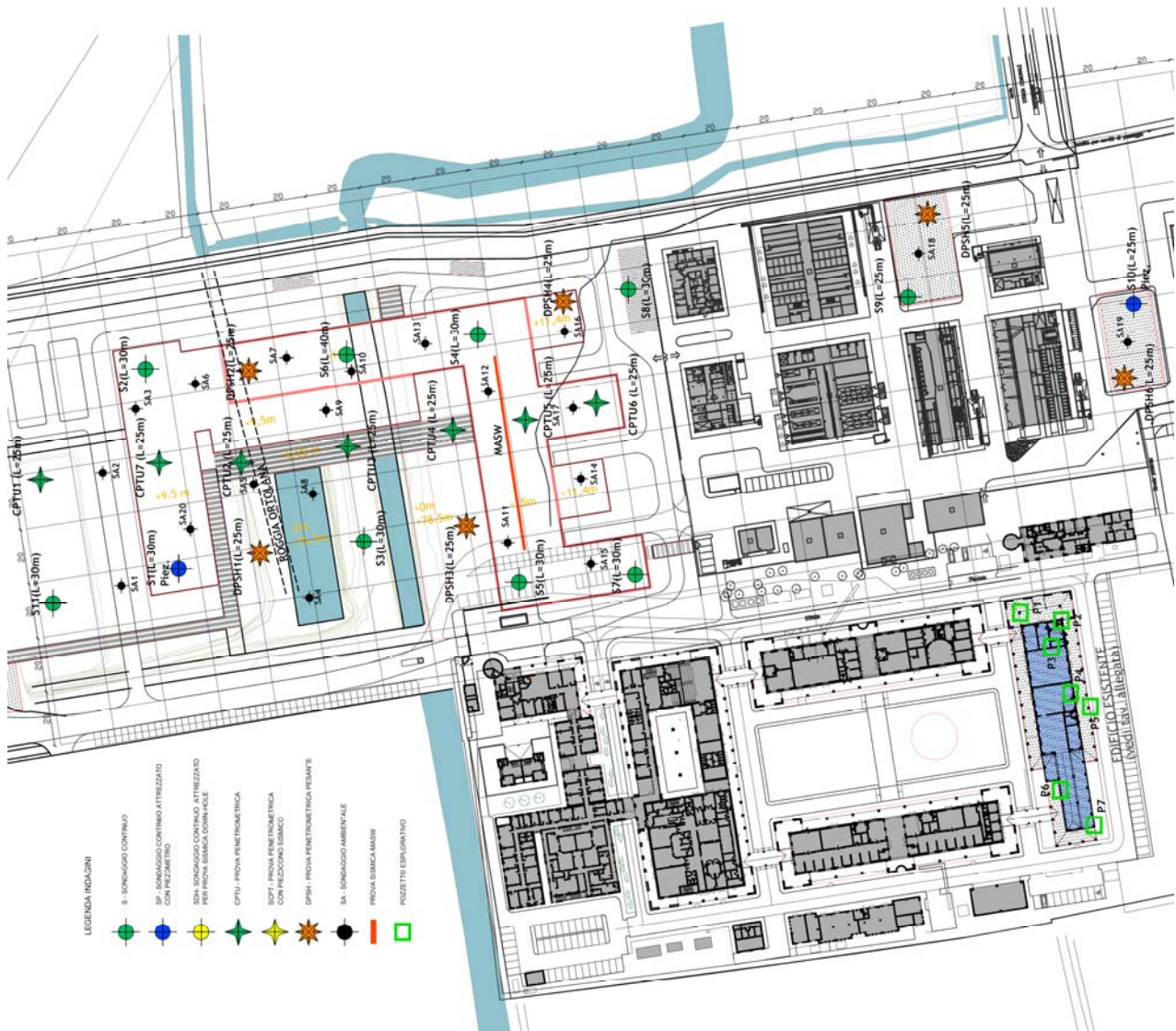
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Le suddette indagini sono ad oggi in corso di esecuzione. La ditta “Studio Tecnico geom. Ugo Celotti s.r.l.” fornirà presumibilmente i risultati delle indagini e relative relazioni specialistiche entro dicembre 2014/gennaio 2015.

Di seguito si riporta la planimetria con l’ubicazione delle indagini in situ.



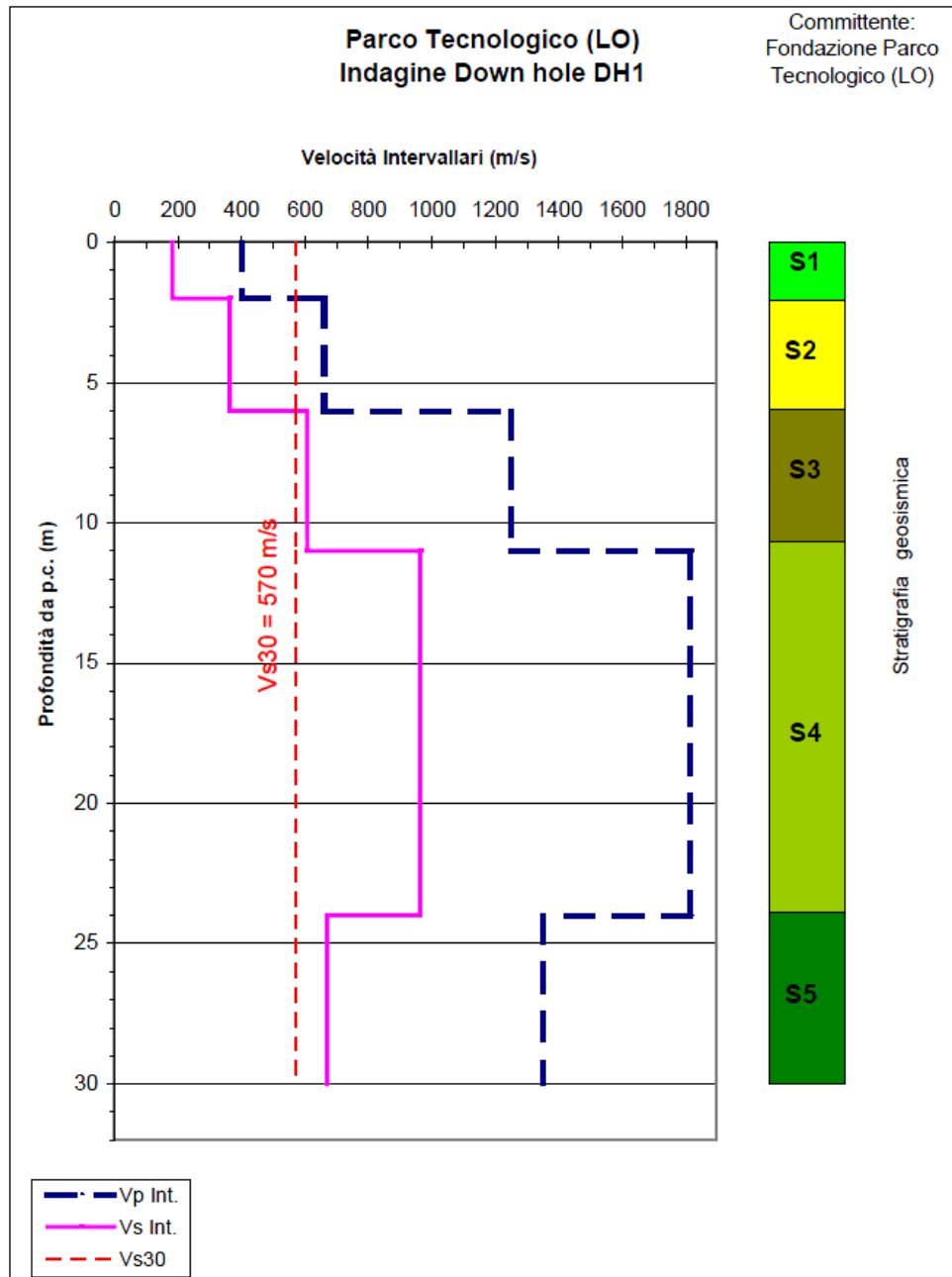
Planimetria indagini geognostiche 2014



14.5 CATEGORIA SISMICA DI SOTTOSUOLO

Dalla relazione R102 si evince, per la prova Down-hole S1(2007) un valore di $V_{s,30}$ pari a 570 m/s e quindi una categoria sismica di sottosuolo tipo "B".

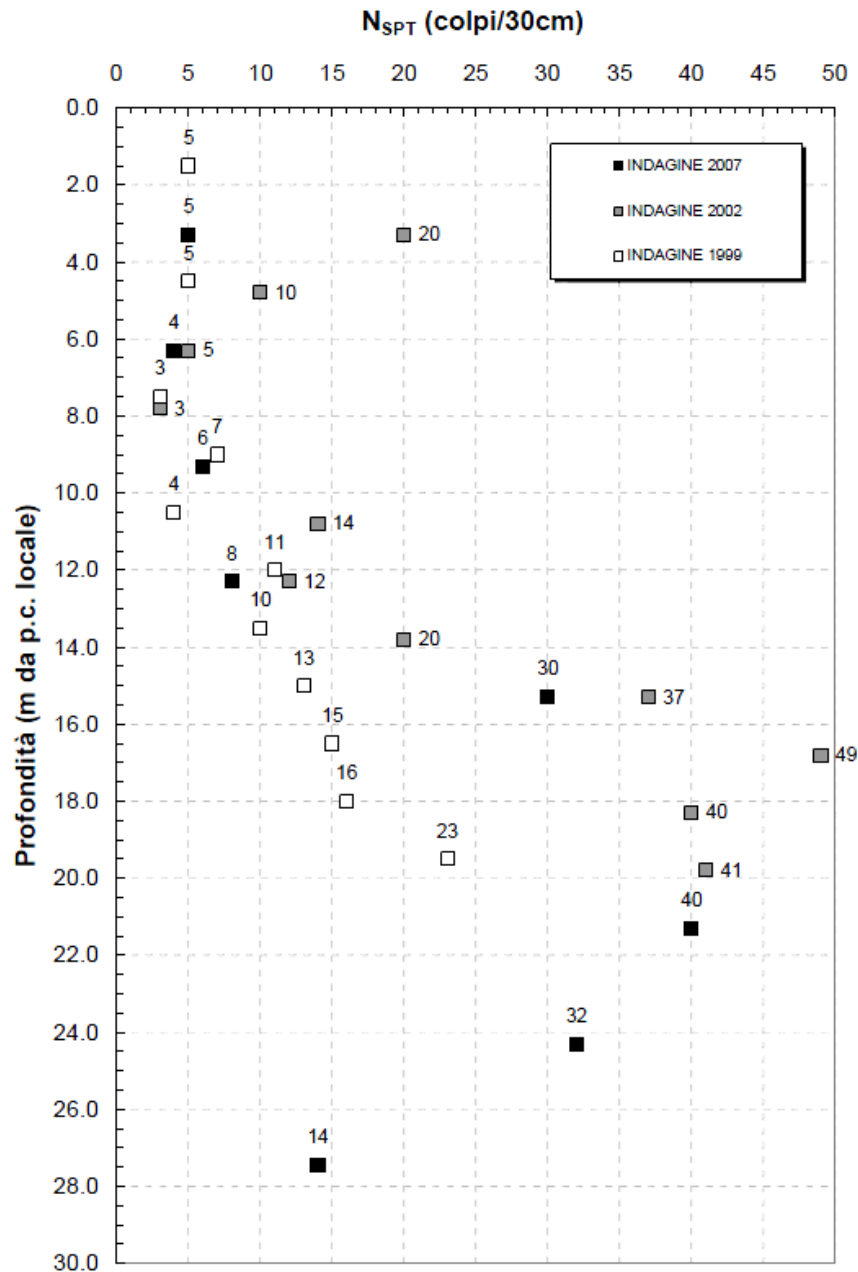
Di seguito si riporta il grafico delle velocità V_s diagrammate con la profondità.





14.6 STRATIGRAFIA E MODELLO GEOTECNICO DA INDAGINI (2007)

La figura seguente riporta i valori di N_{SPT} relativi alle indagini pregresse diagrammati con la profondità.





In attesa di ricevere i risultati delle indagini geognostiche integrative, per le verifiche geotecniche delle opere di fondazione si considera la seguente stratigrafia e modello geotecnico preliminare (cfr. relazione D006):

- Da 0m a circa 6m da p.c. locale: limo e argilla. Si tratta di alternanze di argilla e limo sabbioso con livelli decimetrici di sabbia fine e livelli centimetrici torbosi - Colore marrone/grigio
- Da 6m a 15m da p.c. locale: sabbia fine limosa si tratta di sabbia fine limosa a tratti torbosa di colore grigio da poco a mediamente addensata.
- Da 15m a 30m da p.c. locale: ghiaia e sabbia di base. Si tratta di sabbia e ghiaia eterometrica poligenica ben addensata da subangolosa a subarrotondata. Oltre i 24 m di profondità si osserva un aumento della frazione sabbiosa e la presenza (tra 27 e 28m) di un livello limo-torboso.

MODELLO GEOTECNICO PRELIMINARE							
STRATO	DA (m)	A (m)	Descrizione	γ (kN/mc)	ϕ (°)	Cu kPa	E kPa
1	0	-6	Limo e Argilla	18/19	25	50	7500
2	-6	-15	Sabbia fine	18/19	28-30	0	20000
3	-15	-24	Ghiaia eterometrica	19/20	36-38	0	40000
4	-24	-30	Sabbia Limosa	19/20	34-36	0	30000

Il livello di falda rinvenuto è circa -3m da p.c.

Le verifiche delle opere di fondazione vengono effettuate considerando un innalzamento del livello di falda fino al p.c.



14.7 DESCRIZIONE SOLUZIONI PROGETTUALI ADOTTATE

14.7.1 Lotti 1 e 2

Per le opere di fondazione degli edifici del lotto 1 e 2 si sono analizzate le seguenti ipotesi di soluzioni progettuali:

1. Fondazioni superficiali di tipo diretto a platea;
2. Fondazioni profonde su pali;
3. Fondazioni su pali per la porzione di edificio a ponte e fondazioni dirette a platea su terreno consolidato con colonne in cls per le rimanenti porzioni di edifici del lotto 1 e 2.

Soluzione tipo 1 (analizzata - non prevista nel progetto)

La soluzione tipo 1 che prevede una piastra di fondazione a platea in cls su terreno non consolidato risulta essere la più economica ma tecnicamente non sostenibile in quanto da analisi preliminari risultano cedimenti verticali di consolidamento eccessivi per la tipologia degli edifici di progetto.

Il cedimento verticale è calcolato in prima approssimazione mediante la seguente formula:

$$W = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \cdot \frac{\Delta \sigma_{z,i}}{E_i}$$

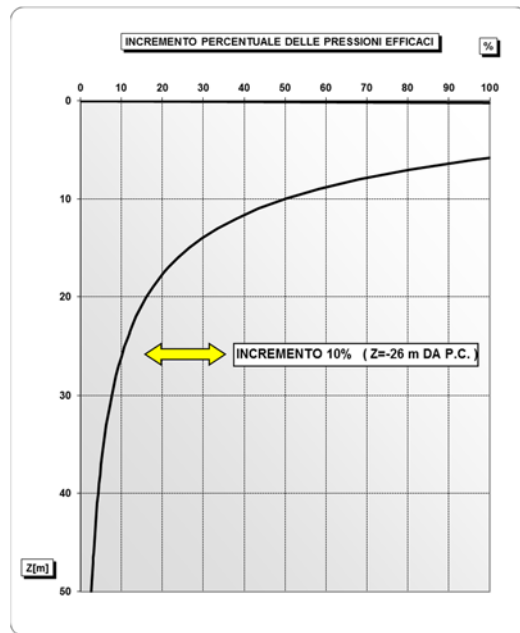
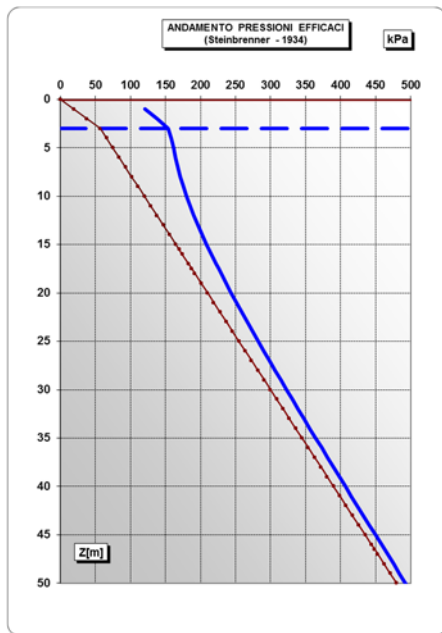
H_i = spessore degli strati

$z_{,i}$ = incremento di tensione

n = numero degli strati

E_i = modulo di Young

Per gli edifici del lotto n.2, considerando una pressione media di 102 kPa si ottiene un cedimento di circa 11 cm (7.5 cm I strato, 2.5 cm II strato, 1 cm 3 strato).

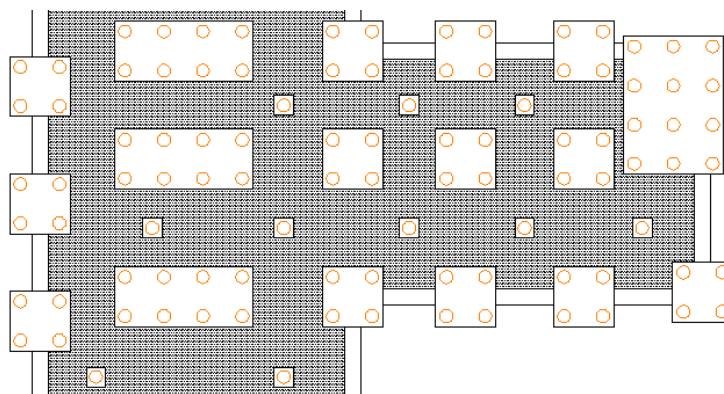


Soluzione tipo 2 (analizzata - non prevista nel progetto)

Per le ragioni di cui sopra si è valutata un'altra soluzione che prevedeva, per entrambi i lotti plinti su pali di fondazione.

Da analisi preliminari risultavano per i pilastri maggiormente sollecitati ($N=9000$ kN) plinti a 4 pali di tipo CFA di diametro 800 mm e lunghezza 20/25 m. Dovendo garantire un interasse minimo tra i pali di almeno 3 diametri le dimensioni del plinto in pianta risultavano essere 3.7m per 3.7 m circa.

Di seguito uno schema tipologico di plinti su pali di fondazione collegati da una soletta in cls.



La soluzione sopra descritta, ineccepibile dal punto di vista tecnico, risulta alquanto onerosa dal punto di vista economico dovendo effettuare il dimensionamento dei pali sulla base del carico complessivamente agente e impegnativa dal punto di vista esecutivo dovendo realizzare i plinti (3.7x3.7) secondo una maglia di dimensioni 7.2 x 7.2 m circa.

Soluzione tipo 3 (analizzata - prevista nel progetto)



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Al fine di ottimizzare complessivamente il costo delle opere di fondazione e semplificare le fasi realizzative si è studiata una soluzione alternativa, altrettanto valida, che rappresenta una soluzione tecnologica intermedia tra le due soluzioni sopra descritte.

La soluzione analizzata e verificata secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche vigenti è la seguente:

- Edifici lotto 1 e 2:
Fondazioni dirette a platea in calcestruzzo di spessore variabile 800/1000mm su terreno consolidato mediante colonne in cls non armato eseguite con la tecnica dei pali FDP (full displacement pile) senza asportazione di terreno.
Le colonne di consolidamento sono lunghe 14 m, hanno diametro 620 mm e disposte secondo una maglia quadrata ad interasse variabile in funzione dei carichi esterni agenti.
- Edificio a ponte:
Si prevede una fondazione a platea di spessore 1600 mm su pali di fondazione in calcestruzzo armato di tipo CFA (elica continua) di diametro 800 mm e lunghezza complessiva di 26 m.
Per non trasferire azioni di taglio e di momento flettente sui pali, le armature saranno interrotte in corrispondenza del magrone di sottofondazione.
Le azioni di taglio saranno trasferite alle adiacenti porzioni di platee collegate strutturalmente alle fondazioni dell'edificio a ponte.

Di seguito si riporta una breve descrizione tecnica delle colonne tipo FDP e dei pali CFA.

Il Full Displacement Pile è una metodologia realizzativa, per opere di fondazione e consolidamento; tale tecnologia rappresenta l'ottimizzazione del principio "della colonna a spostamento laterale" e rappresenta anche la migliore alternativa alle classiche soluzioni con colonne di consolidamento in ghiaia o in jet-grouting. La realizzazione avviene mediante un apposito utensile, che può presentare differenti diametri, il quale viene inserito nel terreno per rotazione e spinto da un'asta (kelly) montata su un apposito must e fatta ruotare da una testa di rotazione. L'utensile FDP è costruito su una robusta asta centrale progettata per convogliare il calcestruzzo fino alla punta. L'elemento sottostante di perforazione e quello superiore di compattazione possono essere di lunghezze diverse per meglio adattare l'utensile alle condizioni del terreno; conseguentemente la lunghezza dell'utensile può variare da un minimo di ca. 3 m ad un massimo di 6-7 m. I diametri possono essere differenti; nel caso in esame si prevede un diametro di 620 mm, che è il più frequente. Altri diametri spesso utilizzati sono 360, 420, 510 mm ed oltre.

Rispetto alle usuali colonne di consolidamento l'utilizzo della tecnologia FDP offre molti vantaggi tra i quali:

1. Elevata capacità portante di punta delle colonne.
2. Elevata capacità portante laterale per effetto dello spostamento e costipamento del suolo nell'intorno del foro.
3. Processo di esecuzione senza vibrazioni.

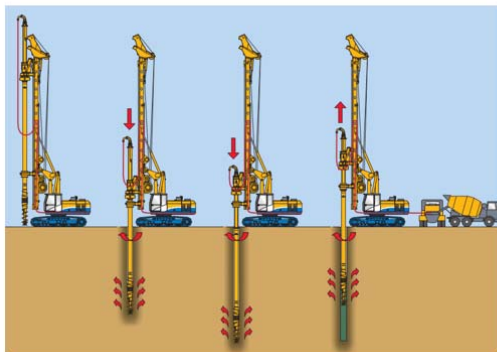


4. Nessun onere di carico e trasporto del materiale di scavo.
5. Possibilità di utilizzare i parametri di scavo (coppia, penetrazione, valore “alfa”, ...) per eseguire indagini di consistenza del terreno in tempo reale ed ottimizzare di conseguenza il lavoro.
6. Risparmio di tempo: le produzioni giornaliere superano i 200 m in terreni limo-argillosi e sabbiosi, contrariamente alla produzione delle colonne trivellate che sono dell'ordine di 60 m al giorno.
7. Minore impatto ambientale: la tecnologia non richiede l'utilizzo di fanghi bentonitici o polimeri per il sostentamento del foro da destinare a discarica.

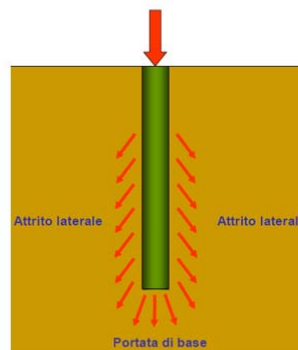
Le immagini seguenti riportano un'immagine dell'utensile di scavo e uno schema delle fasi realizzative.



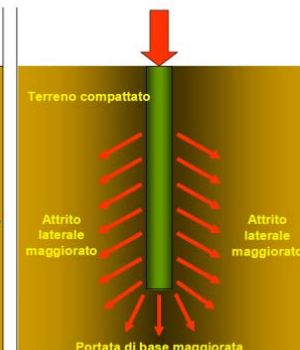
Fasi realizzative colonne tipo FDP



Colonna tipo trivellato



Colonna tipo FDP



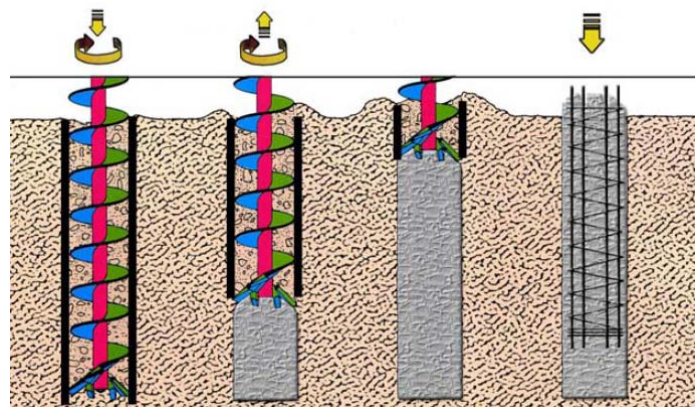
I pali ad elica continua (CFA) sintetizzano i pregi dei pali infissi senza asportazione dei terreni e la versatilità di applicazione dei pali trivellati. La metodologia di perforazione permette lo scavo



di una vasta gamma di terreni coesivi e incoerenti, sia in assenza che in presenza di falda e consente l'attraversamento di banchi di rocce tenere di ridotta potenza. La metodologia di perforazione, non producendo scosse o vibrazione, e le attrezzature utilizzate, insonorizzate a norma di legge, consentono di operare agevolmente anche nei centri urbani. L'esecuzione del palo senza decompressione del terreno consente di operare in prossimità di strutture esistenti. L'assenza di fango bentonitico di perforazione, oltre a ridurre gli ingombri dell'impianto di cantiere, riduce i problemi connessi allo smaltimento del terreno di risulta, non inquinato dalla bentonite. La gamma dei diametri ottenibili è variabile da 40 a 100 cm.

Il calcestruzzo viene pompato all'interno e la trivella viene sollevata mentre il calcestruzzo occupa progressivamente la cavità lasciata dall'elica, la quale risale senza ruotare o ruotando lentamente nello stesso senso dell'avanzamento. L'integrità del palo è garantita dal controllo costante, mediante idonei trasduttori, della pressione agente sulla colonna di calcestruzzo. Completato il getto si procede con la posa della gabbia di armatura.

Le immagini seguenti riportano un'immagine dell'utensile di scavo e uno schema delle fasi realizzative.



14.7.2 Edifici - Lotto 3

Per gli edifici del lotto 3 si prevede una platea di fondazione di spessore 50 cm su terreno consolidato mediante precarica realizzata con un rilevato di terreno di altezza minima 2 m.

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche geotecniche delle opere di fondazione.



14.8 FONDAZIONI SUPERFICIALI - CRITERI DI VERIFICA

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine, qualora pertinenti.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite qualora pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II del DM 14/01/2008 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.



Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_k per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_k = 1,0$	$\gamma_k = 1,8$	$\gamma_k = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_k = 1,0$	$\gamma_k = 1,1$	$\gamma_k = 1,1$

Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I DM 14/01/2008).

14.8.1 Verifica capacità portante verticale (SLU)

Per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate viene utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma + q' N_q s_q i_q b_q g_q d_q + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c$$

dove:

- γ_s : peso di volume del terreno;
- q' : carico agente sul piano di posa della fondazione;
- c' : coesione
- $B' = B - 2e$: larghezza fittizia della fondazione
- B : larghezza della fondazione;
- $e = M / N$: eccentricità del carico;
- M : momento agente sulla fondazione;
- N : sforzo normale agente sulla fondazione;
- N_γ, N_q, N_c : fattori di capacità portante;
- s_γ, s_q, s_c : fattori di forma della fondazione;
- i_γ, i_q, i_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_γ, d_q, d_c : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per i fattori N_q e N_c , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan \varphi$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno.



Per N_γ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

Per i fattori s_γ , s_q e s_c si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove L è la lunghezza della fondazione.

Per i fattori i_γ , i_q e i_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[\frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cotan \varphi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[\frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cotan \varphi} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

dove β_2 è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori b_γ , b_q e b_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

Per quanto riguarda i fattori g_γ , g_q e g_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove β_1 è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.



Per quanto riguarda i fattori d_γ , d_q e d_c , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

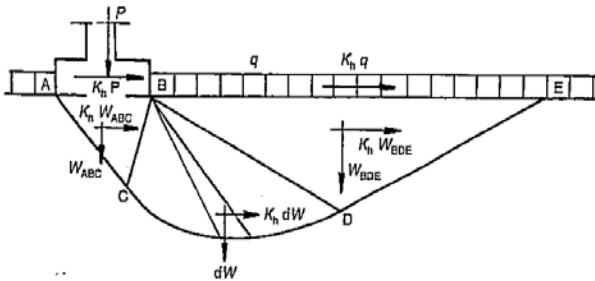
$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

dove s è la profondità della fondazione nel terreno.

Per tener conto della riduzione della capacità portante di una fondazione superficiale in condizioni sismiche vengono inoltre considerati i fattori correttivi proposti da Peck e Paolucci:

**Effetti inerziali dovuti al sisma
 (Paolucci & Pecker, 1995)**



Effetti inerziali: fattori correttivi z

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi} \right)^{0,35}$$

$$k_h = \frac{\gamma_I \cdot S \cdot a_g}{g}$$

14.8.2 Calcolo cedimenti verticali (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.



14.9 FONDAZIONI SUPERFICIALI - VERIFICHE (SLU)

Di seguito si riportano le verifiche agli SLU (metodo semiprobabilistico agli stati limite) e per confronto con il metodo delle Tensioni Ammissibili della platea di fondazione del Lotto n.2 mediamente più caricata.

Ultimo aggiornamento 07/05/2010

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Università Milano Lodi
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto preliminare
J.N. 1082
DATA 26/11/2014
DESCRIZIONE Platea Lotto 2

GEOMETRIA FONDAZIONE

TIPO DI FONDAZIONE : P
 (1) Plinto / Platea
 (2) Trave

L (lato maggiore fondazione) m
 B (lato minore fondazione) m
 H (altezza fondazione) m
 l (lato maggiore dado) m
 b (lato minore dado) m
 h1 (altezza dado) m
 D (altezza terreno stabilizzante) m
 γ_{fon} (peso specifico fondazione) kN/mc
 γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.) kN/mc
 α (angolo inclinazione fondazione>0) °
 β (angolo inclinazione pendio>0) °

Punto Applicazione forze esterne
 (1) Forze applicate a quota H+h1 - P1
 (2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2

Braccio Forze esterne m
 Volume cls fondazione mc
 Volume terreno sopra fondazione mc
 P.P.1 - peso proprio fondazione (k) kN
 P.P.2 - peso proprio terreno sopra fondazione (k) kN
 P.P.1 + P.P.2 kN

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.
 hw (quota falda da p.c. >0) m

TERRENO TIPO 1
 γ_{k1} (peso specifico naturale terreno) kN/mc

TERRENO TIPO 2
 d_s (spessore strato) m
 ϕ_{k2} (angolo di attrito) °
 c'_{k2} (coesione efficace) kPa
 $c_{u,k2}$ (coesione non drenata) kPa
 γ_{k2} (peso specifico naturale) kN/mc
 G (modulo di elasticità trasversale) kPa

TERRENO TIPO 3
 ϕ_{k3} (angolo di attrito) °
 c'_{k3} (coesione efficace) kPa
 $c_{u,k3}$ (coesione non drenata) kPa
 γ_{k3} (peso specifico naturale) kN/mc
 G (modulo di elasticità trasversale) kPa

SEZIONE FONDAZIONE

TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA
 H_{cuneo} 16,6 m
 $\phi_{k,eq}$ 27 °
 $c'_{k,eq}$ 0 kPa
 $c_{u,k,eq}$ 0 kPa
 $\gamma_{k,eq}$ 19 kN/mc
 G 7059 kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA ⇒
 (1) Drenata DRENATA
 (2) Non Drenata

FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y
 (1) Meyerhof (1963) BRINCH - HANSEN
 (2) Brinch - Hansen (1970)
 (3) Vesic (1975)
 (4) Spangler - Handy (1982)

FATTORI CORRETTIVI
 (1) Meyerhof (1963) BRINCH - HANSEN
 (2) Brinch - Hansen (1970)
 (3) Vesic (1970)

VERIFICA IN DIREZIONE
 (1) Y (Momento Mox e forza FY // B)
 (2) X (Momento Myy e forza FX // L)

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE
 $\phi_{k,eq}$ 27,096354 °
 $c'_{k,eq}$ 0 kPa
 $c_{u,k,eq}$ 0 kPa
 $D \cdot \gamma$ 12 kPa contributo peso stabilizzante
 γ 8,7 kN/mc contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:
 (1) D.M. 14/01/2008

	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	330	102	SI
(4) A1+M1+R3	430	138	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Università Milano Lodi
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto preliminare
J.N. 1082
DATA 26/11/2014
DESCRIZIONE Platea Lotto 2
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA **OK** **(1) SLE - RARA**

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	D.M.14/01/2008	X	(1) SLE - RARA	Metodo TA D.M.11/03/1988
(1) D.M. 14/01/2008				(2) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			(3) A2+M2+R2	Approccio 1 comb. 2	
			(4) A1+M1+R3	Approccio 2	
			(5) SISMA		
COMBINAZIONE	1	EC7	}	(11) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
				(12) A2+M2+R1	Approccio 1 comb. 2
				(13) A1+M1+R2	Approccio 2
				(14) A1+M2+R3	Approccio 3
				(15) SISMA	

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1,3	1	1		1,35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1,3	1	1		1,35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1,5	1,3	1		1,35	1	1	
Variabili	1	1,5	1,3	1		1,5	1,3	1	

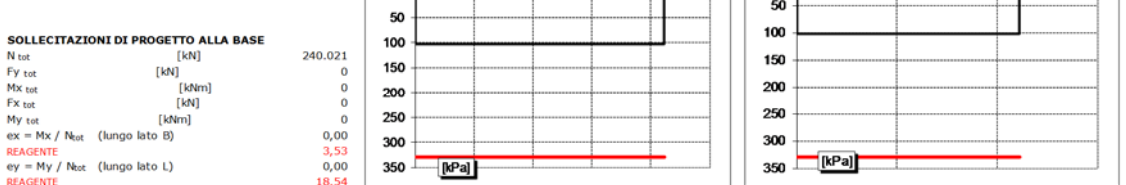
Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
c' (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1,8	2,3	2,3	1	1,4	1	1
Scorrimento	1,5	1	1,1	1,1	1,1	1	1,1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI	2	1	CARICHI CARATTERISTICI	2	CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd) INSERIRE CARICHI!!!
(1) CARICHI CARATTERISTICI					
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO					

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO		
p.p. fond. + p.p. ter. (k) [kN]	0	
p.p. fond. + p.p. ter. (d) [kN]	0	
N _d [kN]	240,021	
F _{yd} [kN]	0	
M _{xd} [kNm]	0	
F _{xd} [kN]	0	
M _{yd} [kNm]	0	



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI		TIPO DI FONDAZIONE	1	P			
φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	27	TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA			
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0	CALCOLO DI N_y	2	BRINCH - HANSEN			
Cu _{k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0	FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN			
		DIREZIONE DI CALCOLO	1	B			
PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO		FATTORI SISMICI	2	NO			
φ _d (angolo di attrito) [°]	27	PUNZONAMENTO					
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0	Ir (indice di rigidezza)	131	⇒ Fattori di punzonamento = 1			
Cu _d (coesione non drenata) [kPa]	0	Icr (indice critico)	96				
FATTORI CAPACITA' PORTANTE		FORMULA GENERALE:					
N _q PRANDTL (1921)	24,13	$q_{ult} = c N_{s,c} i d b g_e z_c \Psi_c + q N_{s,i} d b h g_e z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,i} d b h g_e z_q \Psi_q$					
N _q PRANDTL (1921)	13,35						
N _y	9,49						
FATTORI CORRETTIVI							
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒ Sc	1,11	Sq	1,10	Sy	0,92
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒ Ic	1,00	Iq	1,00	Iy	1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒ Dc	1,03	Dq	1,04	Dy	1,00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒ Bc	1,00	Bq	1,00	By	1,00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒ Gc	1,00	Gq	1,00	Gy	1,00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒ Zc	1,00	Zq	1,00	Zy	1,00
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒ Ψc	1,00	Ψq	1,00	Ψy	1,00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	q _{ult} (A+B+C)	989 kPa
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]	183	q _d (q _{ult} /FS)	330 kPa
(C) Componente per attrito - Ny [kPa]	806	q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	2.327.477 kN
		q _d (q _{ult} /FS)	775.826 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 330 kPa > q_{max} = 102 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 35 kPa > τ_{max} = 0 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO	Università Milano Lodi	(4) A1+M1+R3
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto preliminare	
J.N.	1082	
DATA	26/11/2014	
DESCRIZIONE	Platea Lotto 2	
NORMATIVA	(1) D.M. 14/01/2008	
COMBINAZIONE	(4) A1+M1+R3 OK	

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	D.M.14/01/2008	<ul style="list-style-type: none"> • (1) SLE - RARA • (2) A1+M1+R1 • (3) A2+M2+R2 • (4) A1+M1+R3 • (5) SISMA 	Metodo TA D.M.11/03/1988
(1) D.M. 14/01/2008 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)				
COMBINAZIONE	4	EC7	<ul style="list-style-type: none"> • (11) A1+M1+R1 • (12) A2+M2+R1 • (13) A1+M1+R2 • (14) A1+M2+R3 • (15) SISMA 	<ul style="list-style-type: none"> • Approccio 1 comb. 1 • Approccio 1 comb. 2 • Approccio 2 • Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	SISMA
Pesi propri	1,3	1	1,3	1	1,35	1	1	1
Permanenti strutturali	1,3	1	1,3	1	1,35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1,5	1	1,5	1,3	1,35	1	1	1
Variabili	1,5	1	1,5	1,3	1,5	1,3	1	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
	tan φ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25
c' (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
	Capacità portante	2,3	3	1,8	2,3	2,3	1	1,4	1
Scorrimento	1,1	1,5	1	1,1	1,1	1	1,1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI	2	CARICHI CARATTERISTICI																		
(1) CARICHI CARATTERISTICI (2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th></th> <th>G_k</th> <th>Q_k</th> </tr> <tr> <td>N [kN]</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>F_y [kN]</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>M_x [kNm]</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>F_x [kNm]</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>M_y [kNm]</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </table>		G _k	Q _k	N [kN]	0	0	F _y [kN]	0	0	M _x [kNm]	0	0	F _x [kNm]	0	0	M _y [kNm]	0	0
	G _k	Q _k																		
N [kN]	0	0																		
F _y [kN]	0	0																		
M _x [kNm]	0	0																		
F _x [kNm]	0	0																		
M _y [kNm]	0	0																		
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO		CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)																		
p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN]	0	INSERIRE CARICHI!!!																		
p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN]	0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th></th> <th>Gd + Qd</th> </tr> <tr> <td>N [kN]</td> <td>324.029</td> </tr> <tr> <td>F_y [kN]</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>M_x [kNm]</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>F_x [kNm]</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>M_y [kNm]</td> <td>0</td> </tr> </table>		Gd + Qd	N [kN]	324.029	F _y [kN]	0	M _x [kNm]	0	F _x [kNm]	0	M _y [kNm]	0						
	Gd + Qd																			
N [kN]	324.029																			
F _y [kN]	0																			
M _x [kNm]	0																			
F _x [kNm]	0																			
M _y [kNm]	0																			
N _d [kN]	324.029																			
F _{yd} [kN]	0																			
M _{xd} [kNm]	0																			
F _{xd} [kN]	0																			
M _{yd} [kNm]	0																			
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE																				
N _{tot} [kN]	324.029																			
F _{y tot} [kN]	0																			
M _{x tot} [kNm]	0																			
F _{x tot} [kN]	0																			
M _{y tot} [kNm]	0																			
ex = M _x / N _{tot} (lungo lato B)	0,00																			
REAGENTE	3,53																			
ey = M _y / N _{tot} (lungo lato L)	0,00																			
REAGENTE	18,54																			

TENSIONE VERT. LUNGO LATO "L" [m]

TENSIONE VERT. LUNGO LATO "B" [m]

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	TIPO DI FONDAZIONE	1 P
φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	TIPO DI VERIFICA	1 DRENATA
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	CALCOLO DI N_y	2 BRINCH - HANSEN
Cu _{k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	FATTORI CORRETTIVI	2 BRINCH - HANSEN
	DIREZIONE DI CALCOLO	1 B
	FATTORI SISMICI	2 NO
	PUNZONAMENTO	
	I_r (indice di rigidità)	131 ⇒ Fattori di punzonamento = 1
	I_{cr} (indice critico)	96
	FORMULA GENERALE:	
	$q_{ult} = c N_{s,c} i d b g z \Psi_c + q N_{s,q} i d b g z \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{s,i} d b g z \Psi_\gamma$	
FATTORI CAPACITA' PORTANTE		
N _c PRANDTL (1921)	24,13	
N _q PRANDTL (1921)	13,35	
N _γ	9,49	
FATTORI CORRETTIVI		
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN ⇒ Sc	1,11
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN ⇒ Ic	1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN ⇒ Dc	1,03
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN ⇒ Bc	1,00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN ⇒ Gc	1,00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER ⇒ Zc	1,00
Fattori di punzonamento	VESIC ⇒ Ψc	1,00
	Sq	1,10
	Iq	1,00
	Dq	1,04
	Bq	1,00
	Gq	1,00
	Zq	1,00
	Ψq	1,00
	S _γ	0,92
	I _γ	1,00
	D _γ	1,00
	B _γ	1,00
	G _γ	1,00
	Z _γ	1,00
	Ψ _γ	1,00

(A) Componente per coesione - N _c [kPa]	0		q _{ult} (A+B+C)	989 kPa
(B) Componente per sovracc. - N _q [kPa]	183		q _d (q _{ult} /FS)	430 kPa
(C) Componente per attrito - N _γ [kPa]	806		q _{ult} (q _{ult} × B' × L')	2.327.477 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	1.011.947 kN

q_d (q_{ult}/FS)	= 430 kPa	>	q_{max} = 138 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS)	= 64 kPa	>	τ_{max} = 0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA



14.10 FONDAZIONI SUPERFICIALI - VERIFICHE (SLE)

Si calcola il cedimento della platea di fondazione del lotto 2 maggiormente caricata, mediante le formule di Mandolini et al. (1997), che hanno analizzato i dati relativi a 43 palificate in vera grandezza comprendenti terreni e pali di varia natura, a partire dal cedimento atteso della singola colonna di consolidamento FDP, diametro 620mm, Lnetta 14m.

La formula applicata è la seguente:

$$W_{\text{palificata}} = 0.3 \times n \times W_c \times R^{-1.2}$$

dove:

$W_{\text{palificata}}$ = cedimento medio atteso del gruppo di colonne

n = numero di colonne (358 - Lotto2)

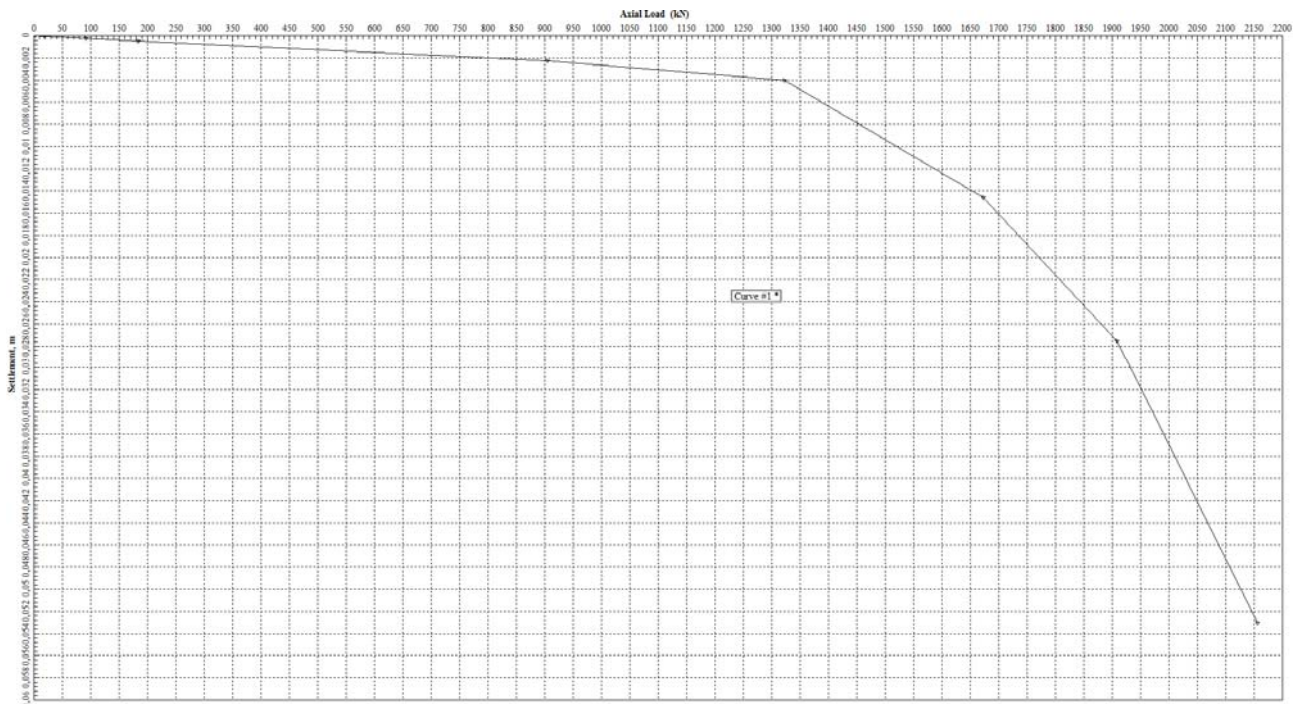
W_c = cedimento singola colonna (0.004m)

$R = (n \times s / L)^{0.5}$

S = interasse colonne (3.7m x 3.7m)

L = lunghezza colonne (14m)

Considerando i parametri di cui sopra si ottiene un cedimento medio dell'edificio di circa 28 mm. La figura seguente riporta la curva carico-cedimento di una colonna tipo FPD, diametro 620mm e lunghezza $L=14$ m determinata con il software di calcolo Apile v5.0.20 Ensoft Inc.



Curva carico-cedimento colonna tipo FDP, $D=620$ mm, $L=14$ m. Cedimento verticale 4mm per un carico agli SLE di circa 1300 kN.



14.11 FONDAZIONI PROFONDE - CRITERI DI VERIFICA

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II del DM 14/01/2008 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del dm 14/01/2008, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2) (Circolare 2 febbraio 2009, n.617)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

- Resistenze di pali soggetti a carichi assiali



Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II del DM 14/01/2008.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (Tabella 6.4.II DM 14/01/2008).

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Caso a)

Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati delle prove di carico.



Caso b)

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ (Tab. 6.4.IV DM14/01/2008) deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo. Il numero di verticali di indagine con i requisiti necessari deve essere riferito al volume significativo. Ciò significa, ad esempio che per gli edifici il volume significativo deve essere riferito a ciascun corpo di fabbrica, mentre per un'opera lineare, come un viadotto, il volume significativo riguarda ogni singola fondazione (Circolare 2 febbraio 2009, n.617).

Caso c)

Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$



Tabella 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_8	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati delle prove dinamiche.

Il calcolo della portanza verticale è eseguito secondo quanto riportato nelle "Raccomandazioni sui pali di fondazione" della Commissione dell'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.), edizione del dicembre 1984.

L'espressione generica utilizzata per il calcolo della portanza di un palo soggetto a carico verticale è la seguente:

$$Q_{tot} = Q_l + Q_p = \sum_{i=1}^n A_{li} \cdot q_{li} + A_p \cdot q_p$$

dove:

- Q_l : portata limite laterale;
- Q_p : portata limite di punta;
- A_{li} : area laterale del concio i-esimo;
- q_{li} : portata limite laterale unitaria;
- q_p : portata limite di punta unitaria;

Portata laterale unitaria

$$q_{li} = \alpha \cdot C + \tan \mu \cdot k \cdot \sigma_v$$

dove:

- α : coefficiente di adesione, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e della coesione non drenata (c_u);
- C : coesione;
- μ : angolo d'attrito palo-terreno, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e dell'angolo d'attrito del terreno;
- k : coefficiente di spinta, funzione della tecnica esecutiva del palo, del materiale costituente il palo e, per terreni incoerenti, dello stato di addensamento del terreno;
- σ_v : tensione litostatica media dello strato in esame.

Per terreni incoerenti si assume:

- $C = 0$;
- k e μ forniti dalla seguente tabella (Tab. 4.1 delle Raccomandazioni A.G.I.):



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità.

Valori di k e μ per terreni granulari.

- σ_v : valore medio della tensione litostatica efficace dello strato in esame.

Per le verifiche a breve termine in terreni coesivi si assume:

- α fornito dalla seguente tabella (Tab. 4.3 delle Raccomandazioni A.G.I.):

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a,max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		25 ÷ 50	0.85 c_u	
		50 ÷ 75	0.65 c_u	
		≥ 75	0.50 c_u	
	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		25 ÷ 50	0.80 c_u	
50 ÷ 75		0.65 c_u		
≥ 75		0.50 c_u		
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	0.90 c_u	100
		25 ÷ 50	0.80 c_u	
		50 ÷ 75	0.60 c_u	
		≥ 75	0.40 c_u	

Valori di a per terreni coesivi.

- $C = c_u$: coesione non drenata;
- $\mu = 0$.

Per le verifiche a lungo termine in terreni coesivi si assume:

- $\alpha = 0$;
- $\mu = \varphi'$
- σ_v : valore medio della tensione litostatica efficace dello strato in esame.

Portata di punta unitaria

$$q_p = N_c \cdot C + N_q \cdot \sigma_{vL}$$

dove:

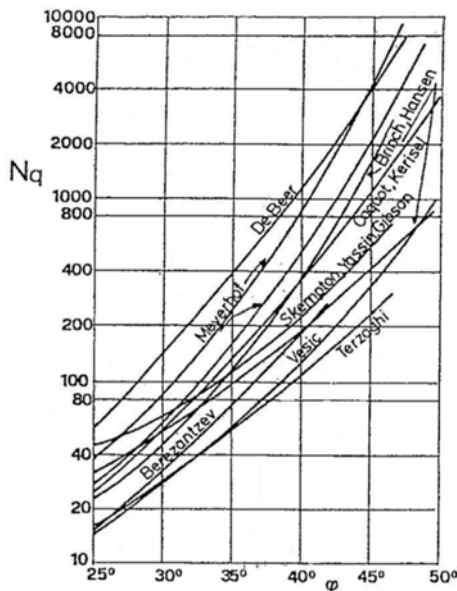
- A_p : area di base del palo;



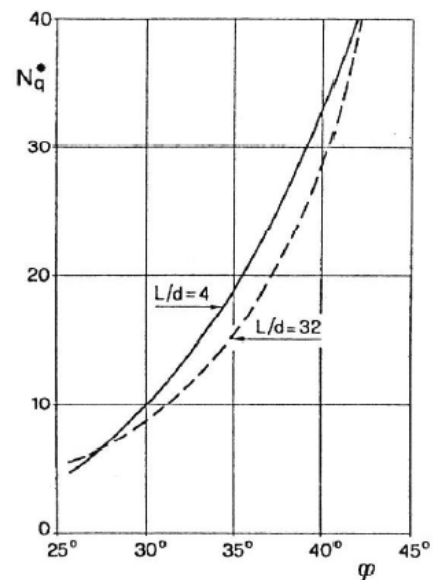
- N_c e N_q : fattori di portanza funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto tra la lunghezza ed il diametro del palo (L/D);
- C : coesione;
- σ_{vL} : tensione verticale alla base del palo.

Per i terreni incoerenti si assume:

- $N_c = 0$;
- N_q : fornito dalle seguenti tabelle:



Valori del coefficiente N_q per pali infissi di medio diametro.



Valori del coefficiente N_q per pali di grande diametro.

- σ'_{vL} : tensione litostatica efficace alla base del palo.

Per le verifiche a breve termine in terreni coesivi si assume:

- $N_c = 9$;
- $N_q = 1$;
- σ_{vL} : tensione litostatica totale alla base del palo.

Per le verifiche a lungo termine in terreni coesivi si assumono i parametri adottati per i terreni incoerenti.

I paragrafi seguenti riportano le verifiche dei pali di fondazione.

14.12 FONDAZIONI PROFONDE - VERIFICHE (SLU)



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Si riportano le verifiche dei pali di fondazione dell'edificio a ponte.

Il carico agente a metro lineare di berlinese è circa 2200 kN/m agli SLU. Il carico agente agli SLE è circa 1600 kN/m.

PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008																																																																																			
1082 - Polo Lodi																																																																																			
Pali CFA - 800 - Edificio a ponte																																																																																			
Caratteristiche palo						Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali																																																																													
Tipo palo	PALO AD ELICA CONTINUA - 3					N. tot.	1	1	2	3	4	5	7	≥10	SLE																																																																				
Diametro Palo [m]	0,8					ζ ₃	1,7	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4	1																																																																				
Lunghezza Palo	25,000					ζ ₄	1,7	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1																																																																				
Area base [m ²]	0,502																																																																																		
Carico Q a p.c. [kN/m ²]	0,0																																																																																		
Coefficienti parziali per le azioni (A)						Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M)																																																																													
Carichi	A1	A2	SISMA	SLE																																																																															
Permanenti	1,3	1	1	1																																																																															
Variabili	1,5	1,3	1	1																																																																															
Coefficienti parziali γ_R su resistenze caratteristiche (R)						PALI INFISSI																																																																													
Resistenza	R1	R2	R3																																																																																
Punta	γ _b	1	1,6	1,3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA																																																																					
Laterale (compressione)	γ _s	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	R1	R2	R3	R1	R2	R3	SLE																																																																		
Totale (compressione)	γ _t	1	1,55	1,25	1	1,45	1,15	1	1,6	1,3	1	1,55	1,25	2,5	2,5	2,5	2,5																																																																		
Laterale in trazione	γ _{st}	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	2,5	2,5	2,5	2,5																																																																		
Resistenza a Compressione (Tabella riassuntiva)																																																																																			
Calcolo Peso Palo																																																																																			
Wp.k	136	(kN)	Valore		Valore	Valore	Valore	Rd	Wp	Rd,c - Wp																																																																									
Wp.kx1.3	176	(kN)	Medio	Minimo	Medio/ζ ₃	Medio/ζ ₄	kN	kN	kN	kN																																																																									
Approccio 2	A1+M1+R3		4973	4973	2925	2925	2925	176	2749																																																																										
Resistenza a Trazione (Tabella riassuntiva)																																																																																			
Calcolo Peso Palo																																																																																			
Wp.k	136	(kN)	Valore		Valore	Valore	Valore	Rd	Wp	Rd,t - Wp																																																																									
Wp.k x 1	136	(kN)	Medio	Minimo	Medio/ζ ₃	Medio/ζ ₄	kN	kN	kN	kN																																																																									
Approccio 2	A1+M1+R3		2572	2572	1513	1513	1513	136	1649																																																																										
MODELLO GEOTECNICO																																																																																			
N. STRATO	TIPO TERRENO	QUOTA FALDA (z)	γ Terreno [kN/m ³]	Prof. Tetto [m]	Prof. Base [m]	D [m]	PARAMETRI DRENATI						PARAMETRI NON DRENATI			Qlim. LATERALE		Qlim. PUNTA																																																																	
							φ	c' [kPa]	α (c')	k	μ	tan (μφ)	Nq	Cu [kPa]	α (Cu)	Nc	Qlim. Lat. Parametri drenati [kPa]	Qlim. Lat. Parametri non drenati [kPa]	Qlim. punta Parametri drenati [kPa]	Qlim. punta Parametri non drenati [kPa]																																																															
1	LS	COES.	0,0	18,0	0,00	4,40	0,80	25																																																																											
2	SG	GRANULARE	0,0	19,0	4,40	13,40	0,80	28	0,70	1,0	0,53				50	0,85		65	470	0	40																																																														
3	SG	GRANULARE	0,0	19,0	13,40	22,40	0,80	36	0,70	1,0	0,73							651	651	0	0																																																														
4	SG	GRANULARE	0,0	19,0	22,40	25,00	0,80	34	0,70	1,0	0,67							1841	1841	0	0																																																														
4	SG	GRANULARE	0,0	19,0	25,00	25,00	0,80	34	0,70	1,0	0,67							658	658	0	0																																																														
4	SG	GRANULARE	0,0	19,0	25,00	25,00	0,80	34	0,70	1,0	0,67							0	0	0	0																																																														
4	SG	GRANULARE	0,0	19,0	25,00	25,00	0,80	34	0,70	1,0	0,67							0	0	0	0																																																														
4	SG	GRANULARE	0,0	19,0	25,00	25,00	0,80	34	0,70	1,0	0,67							0	0	0	0																																																														
4	SG	GRANULARE	0,0	19,0	25,00	25,00	0,80	34	0,70	1,0	0,67							0	0	0	0																																																														
4	SG	GRANULARE	0,0	19,0	25,00	25,00	0,80	34	0,70	1,0	0,67							0	0	0	0																																																														
4(Punta)	SG	GRANULARE	0,0	19,0	25,00	25,00	0,80	34	0,70	1,0	0,67							0	0	0	0																																																														
<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td colspan="12" style="text-align: center;">PARAMETRI DRENATI</td> <td colspan="6" style="text-align: center;">PARAMETRI NON DRENATI</td> </tr> <tr> <td colspan="6" style="text-align: center;">COMPRESSIONE</td> <td colspan="6" style="text-align: center;">TRAZIONE</td> <td colspan="6" style="text-align: center;">COMPRESSIONE</td> <td colspan="6" style="text-align: center;">TRAZIONE</td> </tr> <tr> <td colspan="6" style="text-align: center;">Rck / R</td> <td colspan="6" style="text-align: center;">Rik / R</td> <td colspan="6" style="text-align: center;">Rck / R</td> <td colspan="6" style="text-align: center;">Rik / R</td> </tr> </table>																		PARAMETRI DRENATI												PARAMETRI NON DRENATI						COMPRESSIONE						TRAZIONE						COMPRESSIONE						TRAZIONE						Rck / R						Rik / R						Rck / R						Rik / R					
PARAMETRI DRENATI												PARAMETRI NON DRENATI																																																																							
COMPRESSIONE						TRAZIONE						COMPRESSIONE						TRAZIONE																																																																	
Rck / R						Rik / R						Rck / R						Rik / R																																																																	
Approccio 2	A1+M1+R3		4973	kN	2572	kN	5325	kN	2896	kN																																																																									
Sisma	A1+M1+R3		4973	kN	2572	kN	5325	kN	2896	kN																																																																									

La portanza del palo agli SLU (A1+M1+R3) è 2749 kN.

Considerando un effetto di gruppo per pali disposti ad interasse minore di 3 diametri si ottiene una portanza del palo di: Q_{palo} = 2749x0.7 = 1924 kN > 2200x0.8 = 1760 kN



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO
DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE
DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



Sebbene il capitolo 6.4.3.3 delle NTC2008 non preveda verifiche di portanza delle colonne di consolidamento per fondazioni miste nel caso in cui il soddisfacimento della portanza sia garantito dalla sola struttura di collegamento (platea di fondazione), si riporta il calcolo di portanza delle colonne FDP, diametro 620 mm, L=14m in condizione di rottura.

PALI DI FONDAZIONE: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE - FS = 1																				
1082 - Polo Lodi																				
Pali FDP - 620																				
Caratteristiche palo Tipo palo: PALO AD ELICA CONTINUA - 3 Diametro Palo [m]: 0.62 Lunghezza Palo: 14,000 Area base [m ²]: 0,302 Carico Q a p.c. [kN/m ²]: 0.0					Coefficienti parziali in funzione del numero di verticali N. tot. 1 1 2 3 4 5 7 ≥10 SLE ζ ₃ 1 1.7 1.65 1.6 1.55 1.5 1.45 1.4 1 ζ ₄ 1 1.7 1.55 1.48 1.42 1.34 1.28 1.21 1															
Coefficienti parziali per le azioni (A) Carichi A1 A2 SISMA SLE Permanenti 1.3 1 1 1 Variabili 1.5 1.3 1 1					Coefficienti parziali su parametri caratteristici del terreno (M) Parametri M1 M2 SISMA SLE Tangente dell'angolo di attrito (φ) 1 1.25 1 1 Coesione efficace (c') 1 1.25 1 1 Resistenza al taglio non drenata (Cu) 1 1.4 1 1 Peso dell'unità di volume (γ) 1 1 1 1															
Coefficienti parziali γ_R su resistenze caratteristiche (R) Resistenza R1 R2 R3 Punta γ _b 1 1.6 1.3 Laterale (compressione) γ _s 1 1.45 1.15 Totale (compressione) γ _t 1 1.55 1.25 Laterale in trazione γ _{st} 1 1.6 1.25					PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA			SLE						
Resistenza a Compressione (Tabella riassuntiva) Calcolo Peso Palo Wp,k 26 (kN) Wp,kx1.3 34 (kN) SLE SLE 1965 1965 1965 1965 1965 26 1938																				
MODELLO GEOTECNICO							PARAMETRI DRENATI					PARAMETRI NON DRENATI			Qlim. LATERALE		Qlim. PUNTA			
N. STRATO	TIPO TERRENO	QUOTA FALDA (>0)	γ Terreno [kN/m ³]	Prof. Tetto [m]	Prof. Base [m]	D [m]	φ	c' [kPa]	α (c')	k	μ	tan (μφ)	Nq	Cu [kPa]	α (Cu)	Nc	Qlim. Lat. Parametri drenati [kPa]	Qlim. Lat. Parametri non drenati [kPa]	Qlim. punta Parametri drenati [kPa]	Qlim. punta Parametri non drenati [kPa]
1	LS	COES.	0.0	18.0	0.00	5.00	0.62	25		1.2	1.0	0.47		50	0.85		112	414	0	27
2	SG	GRANULARE	0.0	19.0	5.00	14.00	0.62	28		1.2	1.0	0.53					920	920	0	0
3	SG	GRANULARE	0.0	19.0	14.00	14.00	0.62	36		1.2	1.0	0.73					0	0	0	0
3	SG	GRANULARE	0.0	19.0	14.00	14.00	0.62	36		1.2	1.0	0.73					0	0	0	0
3	SG	GRANULARE	0.0	19.0	14.00	14.00	0.62	36		1.2	1.0	0.73					0	0	0	0
3	SG	GRANULARE	0.0	19.0	14.00	14.00	0.62	36		1.2	1.0	0.73					0	0	0	0
3	SG	GRANULARE	0.0	19.0	14.00	14.00	0.62	36		1.2	1.0	0.73					0	0	0	0
3	SG	GRANULARE	0.0	19.0	14.00	14.00	0.62	36		1.2	1.0	0.73					0	0	0	0
3	SG	GRANULARE	0.0	19.0	14.00	14.00	0.62	36		1.2	1.0	0.73					0	0	0	0
3(Punta)	SG	GRANULARE	0.0	19.0	14.00	14.00	0.62	36		1.2	1.0	0.73	25				0	0	933	933
															1032	1334	933	933		
							PARAMETRI DRENATI				PARAMETRI NON DRENATI									
							COMPRESSIONE		TRAZIONE		COMPRESSIONE		TRAZIONE							
							Rck / R		Rtk / R		Rck / R		Rtk / R							
							1965 kN		1032 kN		2267 kN		1334 kN							

La portanza verticale ultima di una singola colonna è di 1938 kN

Il carico agente in esercizio risulta: $Q = 3.7 \times 3.7 \times 10^2 \text{ kPa} = 1396 \text{ kN}$

Il rapporto tra le azioni stabilizzanti e quelle instabilizzanti è:

$$F_s = 1938 \text{ kN} / 1396 \text{ kN} \approx 1.4 > 1.$$



14.13 FONDAZIONI PROFONDE - VERIFICHE (SLE)

Si calcola il cedimento dei pali di fondazione della porzione di edificio a ponte, mediante le formule di Mandolini et al. (1997), che hanno analizzato i dati relativi a 43 palificate in vera grandezza comprendenti terreni e pali di varia natura, a partire dal cedimento atteso del singolo palo tipo CFA diametro 800mm, Lnetta = 25m.

La formula applicata è la seguente:

$$W_{\text{palificata}} = 0.3 \times n \times W_c \times R^{-1.2}$$

dove:

$W_{\text{palificata}}$ = cedimento medio atteso del gruppo di pali

n = numero di colonne 45

W_c = cedimento singola colonna (0.003m)

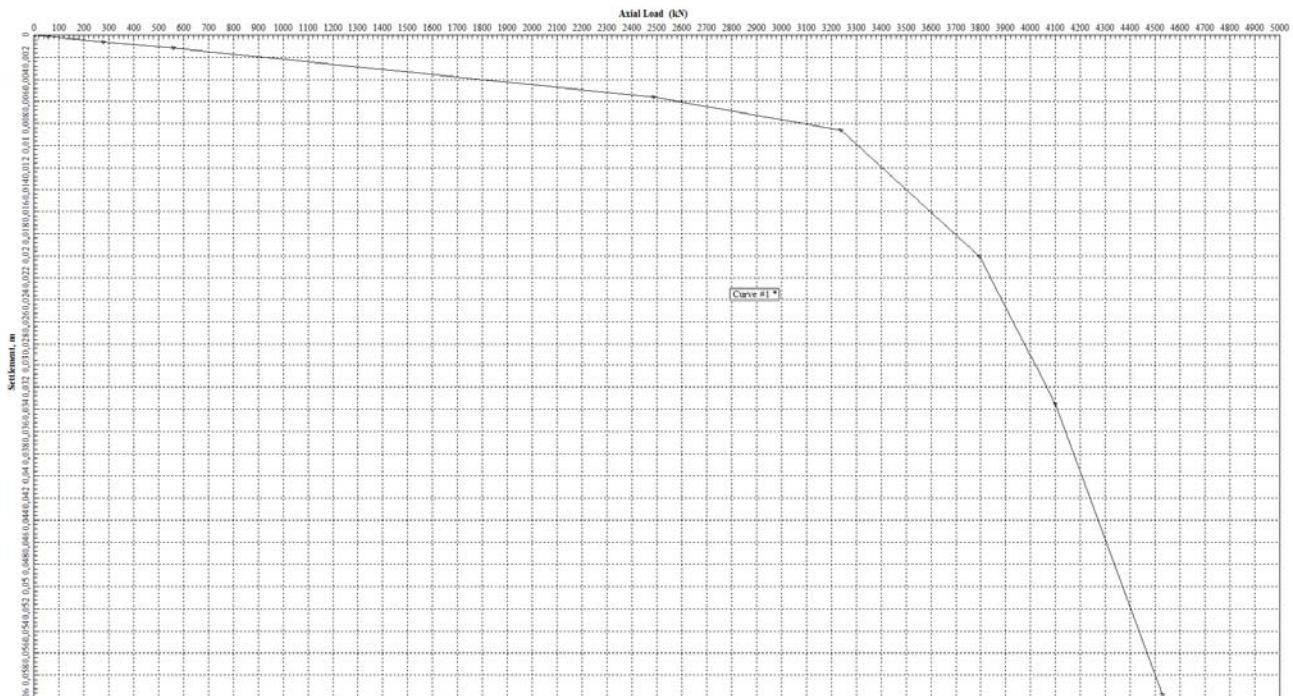
$R = (n \times s / L)^{0.5}$

S = interasse colonne (0.8m)

L = lunghezza colonne (25m)

Considerando i parametri di cui sopra si ottiene un cedimento medio di circa 32 mm.

La figura seguente riporta la curva carico-cedimento di un palo tipo FDP, diametro 800mm e lunghezza $L=25$ m determinata con il software di calcolo Apile v5.0.20 Ensoft Inc.



Curva carico-cedimento colonna tipo CFA, $D=800$ mm, $L=25$ m. Cedimento verticale 3mm per un carico agli SLE di circa 1300 kN.



14.14 LOTTO 3 - VERIFICA OPERE DI FONDAZIONE

Si riportano le verifiche della platea di fondazione maggiormente sollecitata degli edifici del lotto 3.

Ultimo aggiornamento 07/05/2010

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Università Milano Lodi
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto preliminare
J.N. 1082
DATA 26/11/2014
DESCRIZIONE Platea Lotto 3

GEOMETRIA FONDAZIONE

TIPO DI FONDAZIONE : **1** P
 (1) Plinto / Platea
 (2) Trave

L (lato maggiore fondazione)	37,6	m
B (lato minore fondazione)	19,6	m
H (altezza fondazione)	1	m
I (lato maggiore dado)	0	m
b (lato minore dado)	0	m
h1 (altezza dado)	0	m
D (altezza terreno stabilizzante)	1	m
γ_{fond} (peso specifico fondazione)	0	kN/mc
γ_{ten} (peso spec. terreno sopra fond.)	0	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione > 0)	0	°
β (angolo inclinazione pendio > 0)	0	°

Punto Applicazione forze esterne **2**
 (1) Forze applicate a quota H+h1 - P1
 (2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2

Braccio Forze esterne	0,0	m
Volume cls fondazione	737	mc
Volume terreno sopra fondazione	0	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	0	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN
P.P.1 + P.P.2	0	kN

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.
 hw (quota falda da p.c. > 0) **0** m

TERRENO TIPO 1
 γ_{k1} (peso specifico naturale terreno) **18** kN/mc

TERRENO TIPO 2
 d_2 (spessore strato) **5** m
 ϕ'_{k2} (angolo di attrito) **25** °
 c'_{k2} (coesione efficace) **0** kPa
 $C_{u,k2}$ (coesione non drenata) **0** kPa
 γ_{k2} (peso specifico naturale) **18** kN/mc
 G (modulo di elasticità trasversale) **3261** kPa

TERRENO TIPO 3
 ϕ'_{k3} (angolo di attrito) **28** °
 c'_{k3} (coesione efficace) **0** kPa
 $C_{u,k3}$ (coesione non drenata) **0** kPa
 γ_{k3} (peso specifico naturale) **19** kN/mc
 G (modulo di elasticità trasversale) **8696** kPa

SEZIONE FONDAZIONE

TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA
 H_{cuneo} 15,4 m
 $\phi_{k,eq}$ 27 °
 $c'_{k,eq}$ 0 kPa
 $C_{u,k,eq}$ 0 kPa
 $\gamma_{k,eq}$ 19 kN/mc
 G 6929 kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA **1** ⇒
 (1) Drenata DRENATA
 (2) Non Drenata

FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y **2**
 (1) Meyerhof (1963) BRINCH - HANSEN
 (2) Brinch - Hansen (1970)
 (3) Vesic (1975)
 (4) Spangler - Handy (1982)

FATTORI CORRETTIVI **2**
 (1) Meyerhof (1963) BRINCH - HANSEN
 (2) Brinch - Hansen (1970)
 (3) Vesic (1970)

VERIFICA IN DIREZIONE **1**
 (1) Y (Momento M_{xx} e forza $F_Y // B$)
 (2) X (Momento M_{yy} e forza $F_X // L$)

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE
 $\phi_{k,eq}$ 27,024892 °
 $c'_{k,eq}$ 0 kPa
 $C_{u,k,eq}$ 0 kPa
 $D \cdot \gamma$ 8 kPa contributo peso stabilizzante
 γ 8,7 kN/mc contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:
 (1) D.M. 14/01/2008

	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	256	60	SI
(4) A1+M1+R3	334	81	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO Università Milano Lodi
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto preliminare
J.N. 1082
DATA 26/11/2014
DESCRIZIONE Platea Lotto 3
NORMATIVA (1) D.M. 14/01/2008
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA **OK**

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO 1

(1) D.M. 14/01/2008
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE 1

D.M.14/01/2008

- (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
- (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2
- (4) A1+M1+R3 Approccio 2
- (5) SISMA

EC7

- (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
- (13) A1+M1+R2 Approccio 2
- (14) A1+M2+R3 Approccio 3
- (15) SISMA

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1	1,3	1	1		1,35	1	1	
Permanenti strutturali	1	1,3	1	1		1,35	1	1	
Permanenti non strutturali	1	1,5	1,3	1		1,35	1	1	
Variabili	1	1,5	1,3	1		1,5	1,3	1	

Parametri terreno	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA	
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25	
c' (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25	
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4	

Resistenze	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)				
	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1,8	2,3	2,3	1	1,4	1	1
Scorrimento	1,5	1	1,1	1,1	1,1	1	1,1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI 2

(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)
INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	44.218
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0
p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0

Nd [kN] 44.218
Fyd [kN] 0
Mxd [kNm] 0
Fxd [kN] 0
Myd [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N tot [kN] 44.218
Fy tot [kN] 0
Mx tot [kNm] 0
Fx tot [kN] 0
My tot [kNm] 0

ex = Mx / Ntot (lungo lato B) 0,00
REAGENTE 3,27
ey = My / Ntot (lungo lato L) 0,00
REAGENTE 6,27

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	VALORE
φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	27
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
Cu _{k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	VALORE
φ _d (angolo di attrito) [°]	27
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0
Cu _d (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	VALORE
Nc PRANDTL (1921)	24,00
Nq PRANDTL (1921)	13,25
Nγ	9,38

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 2 NO

PUNZONAMENTO
I_r (indice di rigidezza) 145 ⇒ Fattori di punzonamento = 1
I_{cr} (indice critico) 75

FORMULA GENERALE:

$$q_{ult} = cN_{c,c} s_{c,c} i_{c,c} d_{c,c} b_{c,c} g_{c,c} z_{c,c} \Psi_{c,c} + qN_{q,q} s_{q,q} i_{q,q} d_{q,q} b_{q,q} g_{q,q} z_{q,q} \Psi_{q,q} + \frac{1}{2} B' \gamma N_{\gamma,\gamma} s_{\gamma,\gamma} i_{\gamma,\gamma} d_{\gamma,\gamma} b_{\gamma,\gamma} g_{\gamma,\gamma} z_{\gamma,\gamma} \Psi_{\gamma,\gamma}$$

FATTORI CORRETTIVI	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	Ic	Dc	Bc	Gc	Zc	Vc	Sq	Iq	Dq	Bq	Gq	Zq	Vq	Sγ	Iγ	Dγ	Bγ	Gγ	Zγ	Vγ
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	Sc	1,29						Sq	1,27						Sγ	0,79					
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	Ic	1,00						Iq	1,00						Iγ	1,00					
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	Dc	1,02						Dq	1,03						Dγ	1,00					
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	Bc	1,00						Bq	1,00						Bγ	1,00					
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	Gc	1,00						Gq	1,00						Gγ	1,00					
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Zc	1,00						Zq	1,00						Zγ	1,00					
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Vc	1,00						Vq	1,00						Vγ	1,00					

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	0	⇒	q _{ult} (A+B+C)	769 kPa
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]	138		q _d (q _{ult} /FS)	256 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	631		q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	566.778 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	188.926 kN

q_d (q_{ult}/FS)	=	256 kPa	>	q_{max} = 60 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS)	=	20 kPa	>	τ_{max} = 0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MILANO

DIVISIONE PROGETTAZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO IMMOBILIARE



CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 14/01/2008)

PROGETTO	Università Milano Lodi		
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto preliminare		
J.N.	1082		
DATA	26/11/2014		
DESCRIZIONE	Platea Lotto 3		
NORMATIVA	(1) D.M. 14/01/2008		
COMBINAZIONE	(4) A1+M1+R3 OK		

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	D.M.14/01/2008	<ul style="list-style-type: none"> • (1) SLE - RARA • (2) A1+M1+R1 • (3) A2+M2+R2 • X (4) A1+M1+R3 • (5) SISMA 	Metodo TA D.M.11/03/1988 Approccio 1 comb. 1 Approccio 1 comb. 2 Approccio 2
COMBINAZIONE	4		EC7	<ul style="list-style-type: none"> • (11) A1+M1+R1 • (12) A2+M2+R1 • (13) A1+M1+R2 • (14) A1+M2+R3 • (15) SISMA

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	SISMA	A1	A2	SISMA	SISMA
Pesi propri	1,3	1	1,3	1	1	1,35	1	1	1
Permanenti strutturali	1,3	1	1,3	1	1	1,35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1,5	1	1,5	1,3	1	1,35	1	1	1
Variabili	1,5	1	1,5	1,3	1	1,3	1,3	1	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
	tan φ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25
c' (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
	Capacità portante	2,3	3	1,8	2,3	2,3	1	1,4	1
Scorrimento	1,1	1,5	1	1,1	1,1	1	1,1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI	2	CARICHI CARATTERISTICI	CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)
(1) CARICHI CARATTERISTICI			INSERIRE CARICHI!!!
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO			

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

	Gd + Qd
N [kN]	59.694
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN] 0

p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 0

N_{tot} [kN] 59.694

Fy_{tot} [kN] 0

Mx_{tot} [kNm] 0

Fx_{tot} [kN] 0

My_{tot} [kNm] 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 59.694

Fy_{tot} [kN] 0

Mx_{tot} [kNm] 0

Fx_{tot} [kN] 0

My_{tot} [kNm] 0

ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0,00

REAGENTE ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 3,27

REAGENTE 6,27

TENSIONE VERT. LUNGO LATO "B"

TENSIONE VERT. LUNGO LATO "L"

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	TIPO DI FONDAZIONE
φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°] 27	1 P
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa] 0	1 DRENATA
c _{k,eq} (coesione non drenata) [kPa] 0	2 BRINCH - HANSEN
PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	TIPO DI VERIFICA
φ _d (angolo di attrito) [°] 27	2 BRINCH - HANSEN
c' _d (coesione apparente) [kPa] 0	1 B
c _d (coesione non drenata) [kPa] 0	2 NO
FATTORI CAPACITA' PORTANTE	FATTORI CORRETTIVI
Nc PRANDTL (1921) 24,00	1 B
Nq PRANDTL (1921) 13,25	2 NO
Nγ 9,38	
FATTORI CORRETTIVI	DIREZIONE DI CALCOLO
Fattori di forma BRINCH - HANSEN ⇒ Sc 1,29	1 P
Fattori inclinazione carico BRINCH - HANSEN ⇒ Ic 1,00	1 DRENATA
Fattori di approfondimento BRINCH - HANSEN ⇒ Dc 1,02	2 BRINCH - HANSEN
Fattori inclinazione fondazione BRINCH - HANSEN ⇒ Bc 1,00	2 BRINCH - HANSEN
Fattori inclinazione p.c. BRINCH - HANSEN ⇒ Gc 1,00	1 B
Fattori sismici PAOLUCCI E PECKER ⇒ Zc 1,00	2 NO
Fattori di punzonamento VESIC ⇒ Vc 1,00	

PUNZONAMENTO

Ir (indice di rigidezza) 145 ⇒ Fattori di punzonamento = 1

Icr (indice critico) 75

FORMULA GENERALE:

$$q_{ult} = cN_{s,i,d,h,g,z,\Psi} + qN_{s,i,d,h,g,z,\Psi} + \frac{1}{2} B\gamma N_{s,i,d,h,g,z,\Psi}$$

(A) Componente per coesione - Nc [kPa] 0	q _{ult} (A+B+C) 769 kPa
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa] 138	qs (q _{ult} /FS) 334 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa] 631	Q _{ult} (q _{ult} x B' x L') 566.778 kN
	Qs (Q _{ult} /FS) 246.425 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 334 kPa > q_{max} = 81 kPa

τ_d (τ_{ult}/FS) = 38 kPa > τ_{max} = 0 kPa

VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA

VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

Il cedimento verticale è calcolato mediante la seguente formula:

UNILO_AE_G_C_0011

194/195



$$W = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \cdot \frac{\Delta \sigma_{z,i}}{E_i}$$

H_i = spessore degli strati

$z_{,i}$ = incremento di tensione

n = numero degli strati

E_i = modulo di Young

Per gli edifici del lotto n.3, considerando una pressione media di 60 kPa si ottiene un cedimento di circa 2.5 cm.

Nel calcolo dei cedimenti si è tenuto conto di un modulo elastico del terreno $E_{ur} = 5x E$, per effetto del rilevato di precarica previsto in corrispondenza del sedime delle fondazioni.

Il rilevato dovrà avere, in prima approssimazione, un'altezza di 2m e dovrà essere mantenuto per almeno 6 mesi e comunque fino all'esaurimento dei cedimenti.

Il monitoraggio dei cedimenti del rilevato dovrà essere effettuato mediante installazione di almeno 2 assestimetri e rilievo topografico.

15 ALLEGATI

Allegato n.1

- D005: Relazione di indagini geologica (20.11.2009)
- D006: Relazione di indagini geotecnica (20.11.2009)
- D007: Relazione di indagini sismica (20.11.2009)
- R101: Indagini geognostiche area di nuovo intervento (20.11.2009)
- R102: Indagini down-hole area nel pozzo S1 (20.11.2009).

Comune di Lodi

POLO DELL'UNIVERSITÀ
E DELLA RICERCA A LODI

Nuovi edifici della Facoltà di Medicina
Veterinaria e della Facoltà di Agraria

Oggetto

Progetto preliminare

Relazione di indagine geologica

Documento n.

D005

Data

Scala

20.11.2009

-

INDICE

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E CARTOGRAFICI	3
1 GENERALITÀ	4
1.1 Oggetto e scopo	4
1.2 Ubicazione del sito in studio	4
1.3 Vita attesa e periodo di riferimento per le analisi sismiche	4
1.4 Riferimenti altimetrici	5
2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE	6
3 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO LOCALE	8
3.1 Stratigrafia di riferimento	8
3.2 Livello della falda	10
4 INQUADRAMENTO SISMICO	12
4.1 Considerazioni sul rischio sismico	12
4.2 Considerazioni sulla pericolosità sismica	13
4.3 Considerazioni sul potenziale di liquefazione	13
5 STRUMENTI URBANISTICI E VINCOLI TERRITORIALI	14
5.1 Strumenti urbanistici	14
5.2 Carta di fattibilità geologica	15

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E CARTOGRAFICI

CPTI (1999) *"Catalogo parametrico dei terremoti italiani"* Sito internet: emidius.mi.ingv.it/CPTI.

"Massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani" – D. Molin (SSN), M. Stucchi (GNDT) e G. Valensise (INGV) - 1996

"Carta idrogeologica della soggiacenza" scala 1:50'000 – D.Gritti e P.Rosa - Piano cave della provincia di Lodi (2003)

"Mosaico degli strumenti urbanistici comunali" - sito Provincia di Lodi – Aggiornamento 2006

"Studio geologico del territorio comunale" – Dott. G.Bassi – Febbraio 2002

1 GENERALITÀ

1.1 Oggetto e scopo

La presente “*relazione geologica*” è stata redatta (in accordo con quanto prescritto nello “*studio geologico del territorio comunale*” - 2002) nell’ambito del progetto preliminare di espansione del *Parco Tecnologico Padano* nell’area sita in località “*cascina S.Eugenia*” a ovest dell’abitato di Lodi (LO).

1.2 Ubicazione del sito in studio

L’area oggetto di studio (figura n.1.1) è individuata dalle seguenti coordinate geografiche:

Lat. 45°30'5"

Long. 9°47'2"

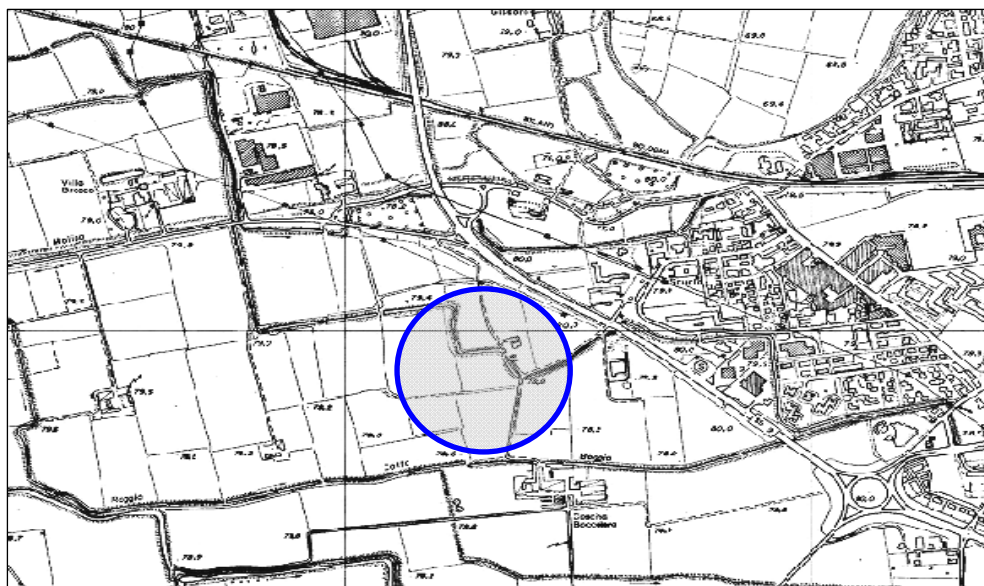


Figura n.1.1 – Inquadramento territoriale dell’area (estratto CTR 1:10'000)

1.3 Vita attesa e periodo di riferimento per le analisi sismiche

Per i dettagli si rimanda alla “*Relazione di inquadramento sismico*”. In sintesi si può rammentare quanto segue:

Strutture tipo 2 → $V_N \geq 50$ anni

classe d’uso III → $C_U = 1.5$

Da cui:

$$V_R = 50\text{anni} \times 1.5 = 75\text{anni}$$

1.4 Riferimenti altimetrici

Il sito (ad oggi destinato ad uso agricolo) si presenta pressoché pianeggiante ad una quota assoluta prossima a circa 79m s.l.m. Nel seguito (salvo diversa indicazione) le profondità sono da riferirsi al p.c. locale attuale dal quale sono state eseguite le indagini.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

Il sito in studio è ubicato nell'area nord-ovest del territorio comunale di Lodi (LO) tra l'alveo dell'Adda ed il canale Muzza.

In figura n.2.1 è riportato un estratto della Carta Geologica d'Italia 1:100'000 (Foglio n°60 – Piacenza) ove è possibile notare che l'area in oggetto è caratterizzata dall'affioramento delle alluvioni fluvioglaciali pleistoceniche Wurmiane (fg_w) costituite da materiali prevalentemente sabbiosi con lenti limose e sottili livelli ghiaiosi.



Figura n. 2.1 – Estratto della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100'000)

Da un punto di vista regionale la formazione descritta deve essere inquadrata nell'ambito dell'Unità ghiaioso-sabbiosa [Pleistocene medio] che, insieme alla soprastante unità sabbioso-ghiaiosa [Pleistocene medio - Olocene], viene a costituire la Litozona Ghiaioso-Sabbiosa di Martinis e Mazzarella (1971).

Dal punto di vista genetico tali depositi sono riferibili ad un ambiente di deposizione di tipo fluvioglaciale ed (in subordine) alluvionale.

I livelli più permeabili contenuti all'interno dell'unità in esame costituiscono livelli acquiferi non confinati o semiconfinati, che nel complesso danno luogo ad un sistema multifalda tradizionalmente assimilato ad un monostrato ed indicato come Primo Acquifero o Acquifero Tradizionale, estesamente sfruttato per approvvigionamento idropotabile.

L'unità corrisponde in gran parte all'unità idrostratigrafica denominata Gruppo Acquifero A individuato da ENI e Regione Lombardia (2002).

Facendo sempre riferimento agli studi prodotti dalla Provincia di Milano (Unità Operativa Progetti Speciali), dal Consorzio per l'Acqua Potabile di Milano, dall'ENI e dalla Regione Lombardia congiuntamente (Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia, 2002) è possibile procedere con la classificazione delle porzioni più antiche riconoscendo in successione ulteriori unità:

- L'unità sabbioso-argillosa (facies continentali e di transizione) del pleistocene inferiore e medio corrispondente alla Litozona Sabbioso-Argillosa di Martinis e Mazzarella (1971)
- L'unità argillosa (facies marina) del pleistocene inferiore corrispondente alla Litozona Argillosa di Martinis e Mazzarella (1971).

In particolare l'unità sabbioso-argillosa (0.65 milioni di anni) è costituita in prevalenza da argille e limi grigi e grigio-giallastri a cui si intercalano lenti più o meno estese di sabbie, ghiaie e conglomerati. Dal punto di vista genetico tali sedimenti sono ricollegabili ad ambienti deposizionali litorali, lagunari, palustri ed alluvionali che si formarono in seguito all'instaurarsi di una fase di regressione marina. L'unità corrisponde alle unità idrostratigrafiche denominate Gruppi Acquiferi C e D individuati da ENI e Regione Lombardia (2002).

La sottostante unità argillosa (datata 1.6 milioni di anni) è invece costituita da argille e limi di colore grigio-azzurro, contenenti faune marine, associate a sporadici livelli sabbiosi di spessore generalmente esiguo. Dal punto di vista genetico le associazioni faunistiche rinvenute all'interno di tale unità nel corso di perforazioni profonde per ricerche idriche, indicano un ambiente di sedimentazione in evoluzione, dal basso verso l'alto da condizioni di mare profondo verso habitat costieri.

3 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO LOCALE

3.1 Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia del sito è stata definita sulla base dei risultati delle seguenti campagne di indagine (per i dettagli si rimanda alla “*relazione geotecnica*” nonché agli specifici rapporti di indagine che costituiscono parte integrante della presente relazione):

- ✓ Indagine TEKNOS 2007 (Nuovi ampliamenti – Dipartimenti “Veterinaria” e “Agraria”)
- ✓ Indagine TEKNOS 2002 (loc. Cascina Codazza – Centro per lo sviluppo Agroalimentare)
- ✓ Indagine ECOTER 2001 (Centro zootecnico)
- ✓ Indagine CELOTTI 1999 (Ospedale Veterinario)

Sulla base dei dati a disposizione (e con particolare riguardo per quanto emerso nel corso delle indagini TEKNOS del 2007 eseguite nell’area dei nuovi ampliamenti) è possibile definire la successione stratigrafica di cui al seguito:

- Da 0m a circa 6m da p.c. locale: **limo e argilla**. Si tratta di alternanze di argilla e limo sabbioso con livelli decimetrici di sabbia fine e livelli centimetrici torbosi – Colore marrone/grigio
- Da 6m a 15m da p.c. locale: **sabbia fine limosa** si tratta di sabbia fine limosa a tratti torbosa di colore grigio da poco a mediamente addensata.
- Da 15m a 30m da p.c. locale: **ghiaia e sabbia di base**. Si tratta di sabbia e ghiaia eterometrica poligenica ben addensata da subangolosa a subarrotondata. Oltre i 24m di profondità si osserva un aumento della frazione sabbiosa e la presenza (tra 27 e 28m) di un livello limo-torboso.

A titolo indicativo (per maggiori dettagli si rimanda alla “*Relazione geotecnica*”) si riporta nel seguito (figura n.3.1 e 3.2) la distribuzione con la profondità dei risultati delle prove penetrometriche SPT e CPT ottenuti nell’ambito delle citate campagne di indagine.

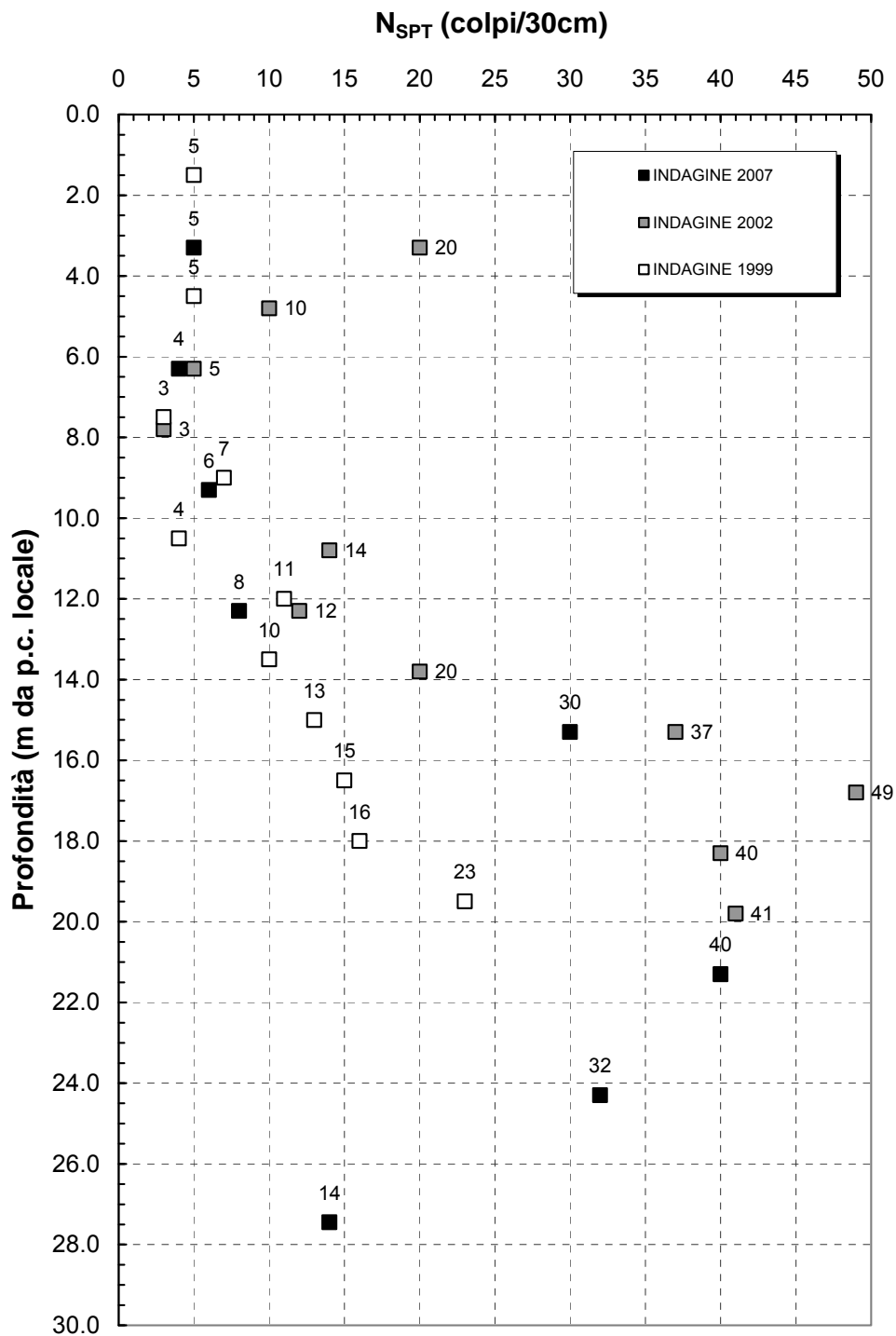


Figura n.3.1 – Dati SPT misurati nell'area

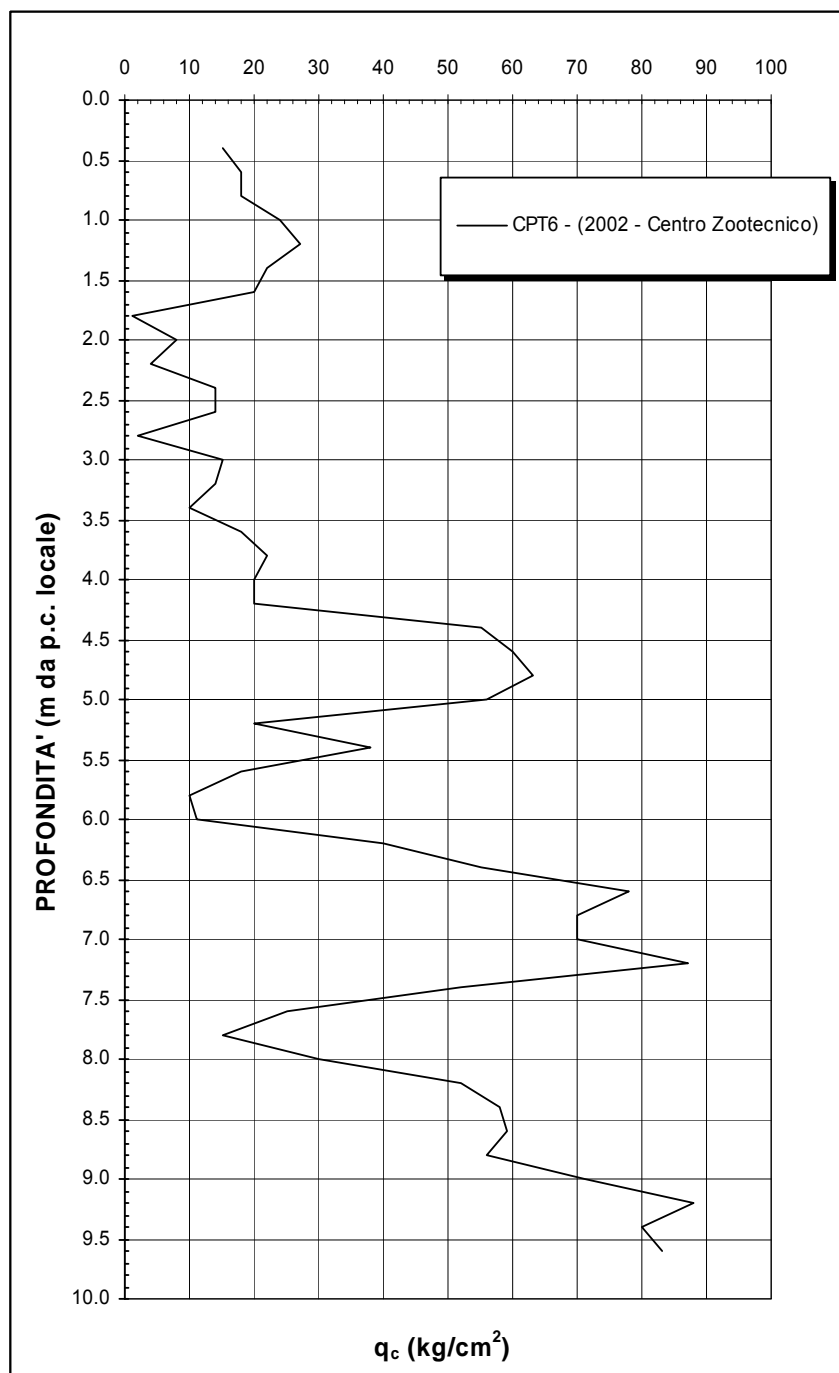


Figura n.3.2 – Prova penetrometrica CPT6 – indagine 2001

3.2 Livello della falda

I rilievi piezometrici eseguiti nell'ambito della campagna di indagine del giugno 2007 hanno messo in evidenza un valore di soggiacenza della falda pari a circa 4.0m da p.c. locale.

Tale dato risulta essere in buon accordo con le carte di soggiacenza di cui al *Piano Cave* della provincia di Lodi (1:50'000 – gennaio 2003) della quale si riporta un estratto in figura n.3.3.

Dalla figura si deduce che il sito è ubicato nella zona di passaggio tra soggiacenza superiore a 5m (colore giallo chiaro) e soggiacenza compresa tra 2.5 e 5.0m (colore verdastro)

Nelle successive fasi di progettazione occorrerà accertare l'entità delle possibili oscillazioni stagionali e/o di lungo periodo in modo da definire con precisione i livelli di progetto.

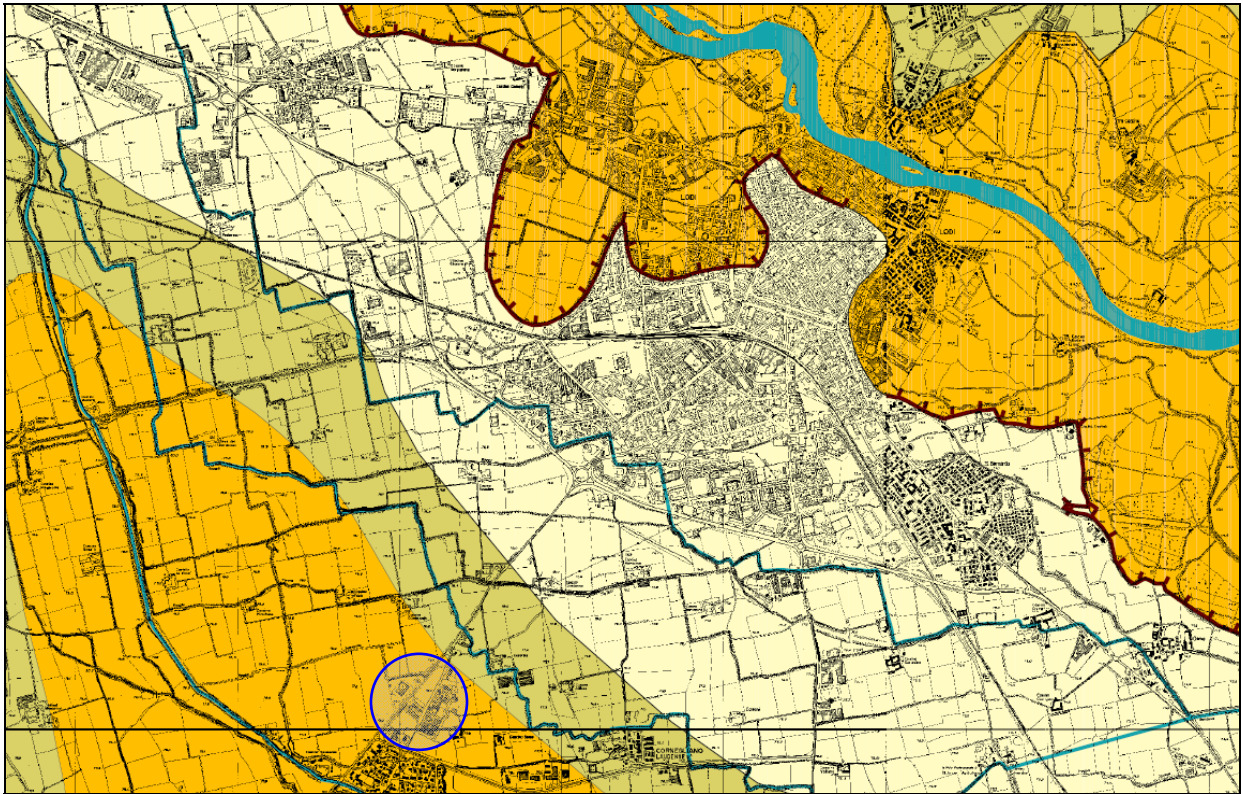


Figura n.3.3 – Carta della soggiacenza (Piano Cave - 1:50'000 – gennaio 2003)

4 INQUADRAMENTO SISMICO

Per i dettagli si rimanda alla “*Relazione di inquadramento sismico*”.

4.1 Considerazioni sul rischio sismico

Si fa riferimento al *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani* (CPTI99) nell'ambito del quale sono state redatte una serie di carte tematiche che rappresentano rispettivamente, per ciascun comune e su base annua, l'ammontare atteso dei danni relativi al solo patrimonio abitativo e il numero medio delle persone coinvolte nei crolli di abitazioni.

Gli elaborati di rischio sono stati ottenuti a partire da una rappresentazione probabilistica (metodo di Cornell) dei tassi annui di occorrenza in intensità MCS calcolati con relazioni di attenuazione differenziate regionalmente e mediando su due diversi criteri di stima dei tassi di sismicità in ciascuna zona sorgente.

Le carte di rischio sono state elaborate nella duplice versione di valori assoluti e percentuali riferiti al singolo comune. Mentre la prima versione riflette principalmente l'esposizione (ammontare dei beni esistenti e distribuzione della popolazione), la seconda rispecchia più da vicino la distribuzione spaziale della pericolosità e dalla vulnerabilità, e quindi il rischio individuale.

Deve infine essere sottolineato che le stime ottenute sono affette da notevoli incertezze (tipicamente fino ad un fattore 3) derivanti, tra l'altro, dalla complessità del problema, dalla limitata disponibilità di dati sulla vulnerabilità, e dalle estrapolazioni effettuate; ne deriva che l'attendibilità delle carte presentate va apprezzata a livello dell'ordine di grandezza.

In figura n.4.1 è illustrato un estratto della carta tematica (comuni della Regione Lombardia) relativa all'analisi di rischio sismico riferita al patrimonio abitativo.

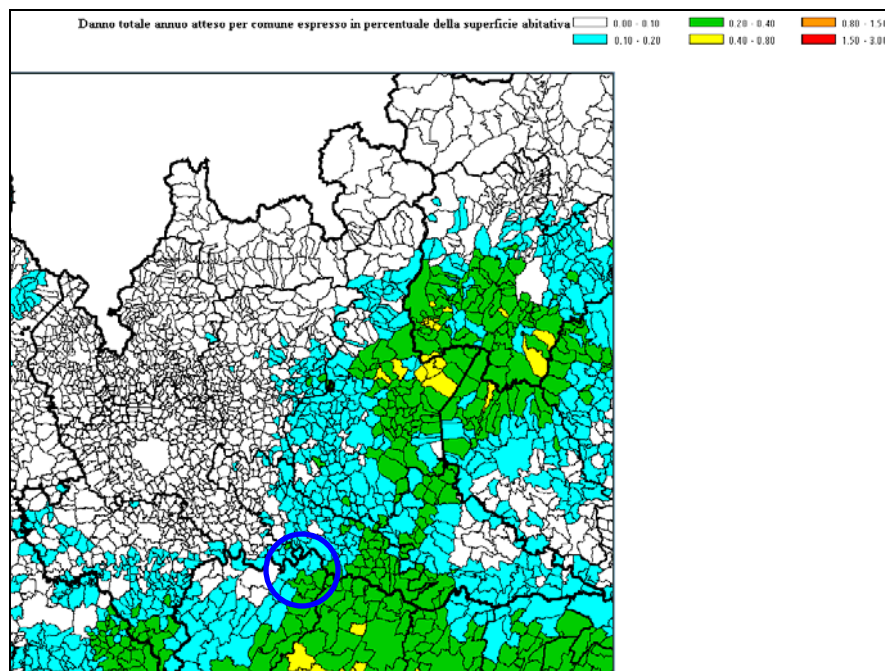


Figura n.4.1 – Estratto del *Catalogo dei Terremoti Italiani* (CPTI, 1999)

Si osserva che per il comune di Lodi (LO) il danno annuo atteso risulta essere molto ridotto e compreso tra lo 0% ed il 10% della superficie abitativa.

4.2 Considerazioni sulla pericolosità sismica

Con riferimento a quanto documentato nella "Relazione di inquadramento sismico" alla quale si rimanda per i dettagli, si riassumono di seguito i parametri che consentono di valutare la pericolosità sismica del sito.

Periodi di ritorno, intensità e magnitudo

Vita di riferimento per la costruzione: 75 anni

Intensità macrosismica: $I_s = 7$

Periodo di ritorno: 75 anni (analisi SLD)

712 anni (analisi SLV)

Magnitudo da momento: $M \cong 6.7$ (stimata su base estratto CTI)

Risposta su suolo roccioso (tipo A) affiorante

Accelerazione di picco: $a_g = 0.037g$ (analisi SLD)

$a_g = 0.079g$ (analisi SLV)

Effetti di amplificazione e risentimento in superficie

Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.20$

Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.00$

Accelerazione massima al sito: $a_g = 0.0444g$ (analisi SLD)

$a_g = 0.0948g$ (analisi SLV)

4.3 Considerazioni sul potenziale di liquefazione

Posto che la accelerazione massima non supera il valore di 0.1g, è possibile escludere a priori (in accordo con quanto previsto dalla Norma vigente) che il sito possa essere soggetto a fenomeni di liquefazione.

5 STRUMENTI URBANISTICI E VINCOLI TERRITORIALI

5.1 Strumenti urbanistici

Si riporta di seguito un estratto della mappa del “Mosaico degli strumenti urbanistici” comunali (sito Provincia di Lodi – Aggiornamento 2006) con relativa legenda.

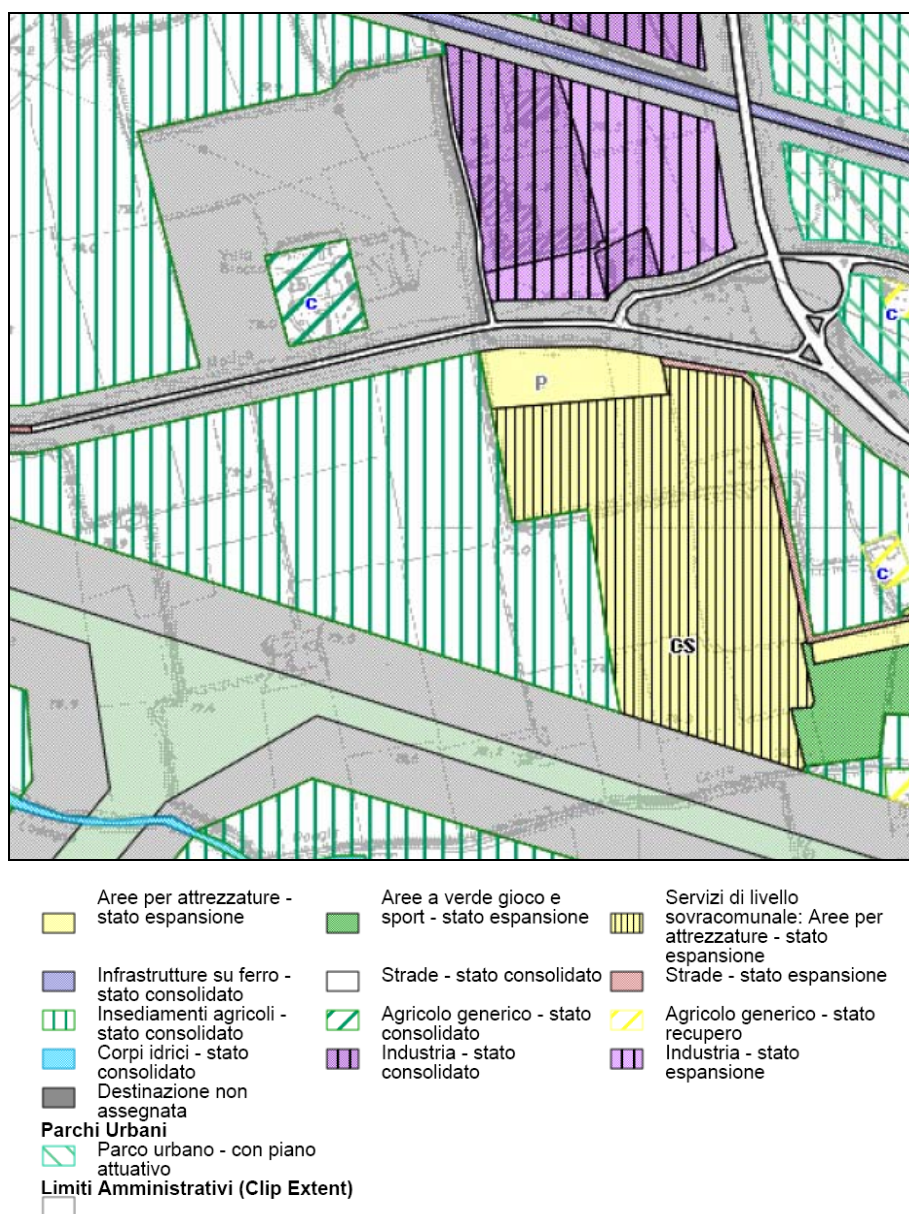


Figura n. 5.1 – Estratto degli strumenti urbanistici (sito Provincia di Lodi – Aggiornamento 2006)

5.2 Carta di fattibilità geologica

Si riporta di seguito un estratto della *Carta di Fattibilità Geologica* di cui allo *studio geologico comunale (dott. G.Bassi – Febbraio 2002)* sulla base della quale il territorio è stato suddiviso (secondo le indicazioni della Regione Lombardia) in quattro classi di fattibilità:

- ✓ CLASSE 1 - Fattibilità senza particolari limitazioni
- ✓ CLASSE 2 - Fattibilità con modeste limitazioni
- ✓ CLASSE 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni
- ✓ CLASSE 4 - Fattibilità con gravi limitazioni.

La descrizione delle classi e le relative prescrizioni sono riprese dal paragrafo 4.2. della D.G.R. 06.08.1998 n. 6/37918.

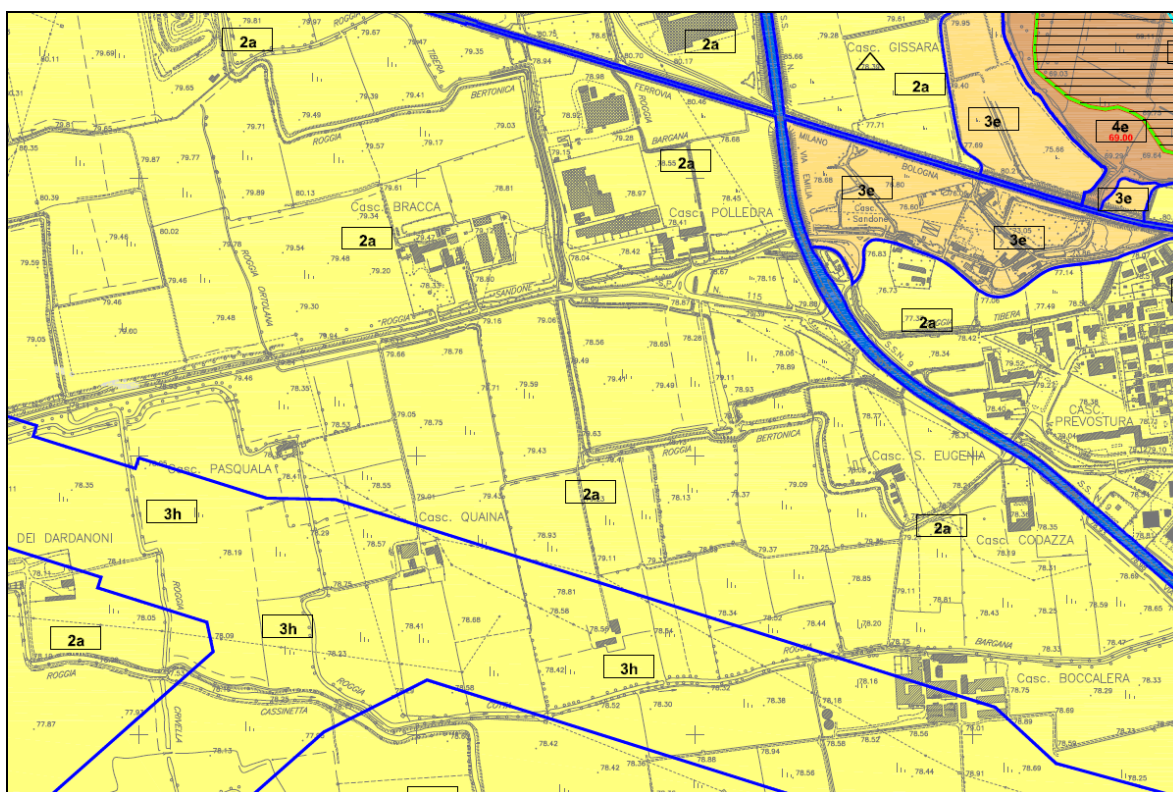


Figura n. 5.1 – Estratto della carta di fattibilità geologica (studio geologico comunale - 2002)

Il sito in oggetto si trova interamente in **classe 2a** caratterizzata come segue:

- **Bassa vulnerabilità idrogeologica** a causa della profondità medio elevata della falda e della copertura, poco permeabile, superficiale.
- **Rischio idraulico nullo** in quanto l'area è situata ben più in alto del limite massimo di esondazione con Tempo di ritorno 500 anni e si mantiene in aree esterne alla Fascia C del PAI.

Le uniche prescrizioni previste per la classe in oggetto sono di seguito sintetizzate:

1. Necessità di eseguire accertamenti geognostici, in fase di progettazione, per nuovi insediamenti civili e industriali.

2. Particolare cura nell'esecuzione di nuovi locali interrati, che dovranno essere impermeabilizzati al di sotto della quota di sicurezza di 69m s.l.m. e difesi dall'ingresso di acqua, proveniente dal rigurgito delle rogge.

Comune di Lodi

POLO DELL'UNIVERSITÀ
E DELLA RICERCA A LODI

Nuovi edifici della Facoltà di Medicina
Veterinaria e della Facoltà di Agraria

Oggetto

Progetto preliminare

Relazione di indagine geotecnica

Documento n.

D006

Data

Scala

20.11.2009

-

INDICE

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	4
RIFERIMENTI CARTOGRAFICI	5
1 GENERALITÀ	6
1.1 Premessa	6
1.2 Ubicazione del sito in studio	6
1.3 Quadro normativo di riferimento	6
1.4 Vita attesa e periodo di riferimento per le analisi sismiche	7
1.5 Considerazioni sulla pericolosità sismica	7
1.6 Considerazioni sul potenziale di liquefazione	8
1.7 Riferimenti altimetrici	8
2 INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	9
2.1 Descrizione delle indagini disponibili	9
2.2 Resistenza penetrometrica (SPT) misurata in sito	9
2.3 Resistenza penetrometrica "normalizzata"	10
2.4 Indici di plasticità dei materiali più superficiali	11
2.5 Caratteristiche granulometriche	12
2.6 Resistenza penetrometrica CPT	14
3 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO LOCALE	16
3.1 Quadro stratigrafico locale	16
3.2 Stratigrafia di riferimento	16
3.3 Livello della falda	17
4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO	19
4.1 Terreno agricolo	19
4.2 Strato limo-argilloso superficiale (fino a 6m)	19
4.3 Sabbia limosa intermedia (tra 6.0m e 15m)	19
4.4 Ghiaia e sabbia di base (oltre 15.0m)	20
5 SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE	21
5.1 Fondazioni delle strutture principali	21
5.2 Fondazioni delle strutture secondarie	21
6 PROVE E COLLAUDI SUI PALI DI FONDAZIONE	23
6.1 Controllo dei materiali	23
6.2 Controlli sulle modalità operative	23
6.3 Controlli di integrità dei pali	23
6.4 Prove di carico di collaudo	23
6.5 Prove di carico di progetto (facoltative)	23
7 campagna di indagine integrativa	24
8 APPENDICE A – ANALISI GEOTECNICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	26
8.1 Generalità	26
8.2 Gli stati limite ultimi (analisi SLU)	27
8.3 Gli stati limite di esercizio (analisi SLE)	28
8.4 I coefficienti parziali	29
8.5 Gli approcci progettuali	30
9 APPENDICE B – CRITERI PER L'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT	32

9.1	Correzioni preliminari del dato SPT misurato in campagna	32
9.2	Densità relativa	32
9.3	Angolo di attrito	32
9.4	Modulo elastico di Young secante per deformazioni superiori a 0.1%	34
10	APPENDICE C – CRITERI PER L'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE CPT	36
10.1	Resistenza al taglio non drenata	36
10.2	Parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci	36
10.3	Parametri di deformazione a lungo termine (modulo edometrico)	36
10.4	Parametri di deformazione a breve termine	37
11	APPENDICE D – PORTATA LIMITE ASSIALE DEI PALI – CRITERI DI CALCOLO	39
	$Q_{lim} = Q_{lim-s} + Q_{lim-b} - \Delta W$	39
11.1	Attrito laterale limite in terreno coesivo	39
11.2	Attrito laterale limite in terreno granulare	39
11.3	Portata di base per pali trivellati di grosso diametro	40
11.4	Portata di base per pali battuti di piccolo diametro	42
12	APPENDICE E – CRITERI DI VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	44
12.1	Capacità portante di "design"	44
12.2	Tensione convenzionale nel calcestrutto	45
12.3	Verifica di capacità portante e azione di calcolo (N_d)	45
13	APPENDICE F – ANALISI DELLE PALIFICATE – METODO DI CALCOLO	47
13.1	Reazione del terreno nei confronti dei carichi orizzontali	47
13.2	Reazione del terreno nei confronti dei carichi verticali	47
13.3	Effetto gruppo in direzione orizzontale	47
13.4	Effetto gruppo in direzione verticale	49
14	APPENDICE G – METODO DI BROOMS PER VERIFICA PORTATA ORIZZONTALE	50
15	APPENDICE H – VERIFICA PORTATA ORIZZONTALE DEI PALI	51
15.1	Capacità portante laterale di "design"	51
15.2	Verifica di portata orizzontale e azione orizzontale di calcolo (H_d)	52

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AGI (1984) "Raccomandazioni sui pali di fondazione" . Raccomandazioni

Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Géotechnique n.36(1) – pagg.65÷78

Brooms B.B. (1965) "Design of Laterally Loaded Piles" Proc. ASCE, Journal Soil Mech. Foundation Div. – Vol. 91 – SMM, pp. 79-99.

J.M.Duncan, A.L.Buchignani (1976)"An engineering manual for settlement" Dep. Of Civil Engineering – University of California

Jamiolkowski M. et al. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proc. Of the first Int. Symp. On Penetration Testing, Orlando – USA

Laifa C. (1997) "Interpretation of in Situ Tests in Clays with Particular Reference to Reclaimed Sites" Thesis Submitted to Nanyang Tech. Univ. of Singapore.

Liao S.S., Whitman R.V. (1986) "Overburden correction Factors for SPT in Sand" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, N°3, March, 1986, pp. 373-377.

Mesri G. et al. (1993) "Cohesion intercept in effective stress-stabiity analysis" ASCE

Mitchell J.K, Gardner W.S. (1975) "In situ mesurement of volume change characteristics. State of the art" Proc. Conf. on In-Situ Mesurement of Soil – Ralaigh (USA)

Reese, L.C., Cox, W.R., Koop, F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand". Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas.

Reese L.C., Cox W.R. Koop F.D. (1975) "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clays" Proc. VII Offshore Tech. Conf. – OTC 2313, Huston – Texas

Reese, L.C., Wright, S.J. (1977) *Drilled shaft manual* U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.

Stroud M. A. (1988). "Penetration testing in the UK". Geotechnology conference, Birmingham, 6-8 July 1988.

Skempton, A.W. (1986) "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 2.

RIFERIMENTI CARTOGRAFICI

“Carta idrogeologica della soggiacenza” scala 1:50'000 – D.Gritti e P.Rosa - Piano cave della provincia di Lodi (2003)

“Studio geologico del territorio comunale” – Dott. G.Bassi – Febbraio 2002

1 GENERALITÀ

1.1 Premessa

La presente “*relazione geotecnica*” è stata redatta (in accordo con quanto prescritto nello “*studio geologico del territorio comunale*” - 2002) nell’ambito del progetto preliminare di espansione del *Parco Tecnologico Padano* nell’area sita in località “*cascina S.Eugenia*” a ovest dell’abitato di Lodi (LO).

Le considerazioni di cui al seguito sono basate sulle risultanze di una campagna di indagine geognostica preliminare (vedere capitolo 2 – *Intagine Teknos, 2007*) limitata ad un solo sondaggio eseguito nell’area di futura costruzione e sui risultati di ulteriori tre indagini eseguite su aree prossime al sito.

Al capitolo 7 si riportano le specifiche di una necessaria campagna di indagine integrativa volta a caratterizzare compiutamente (sia da un punto di vista stratigrafico che geotecnico) i terreni di fondazione.

1.2 Ubicazione del sito in studio

L’area oggetto di studio (figura n.1.1) è individuata dalle seguenti coordinate geografiche:

Lat. 45°30'5"

Long. 9°47'2"

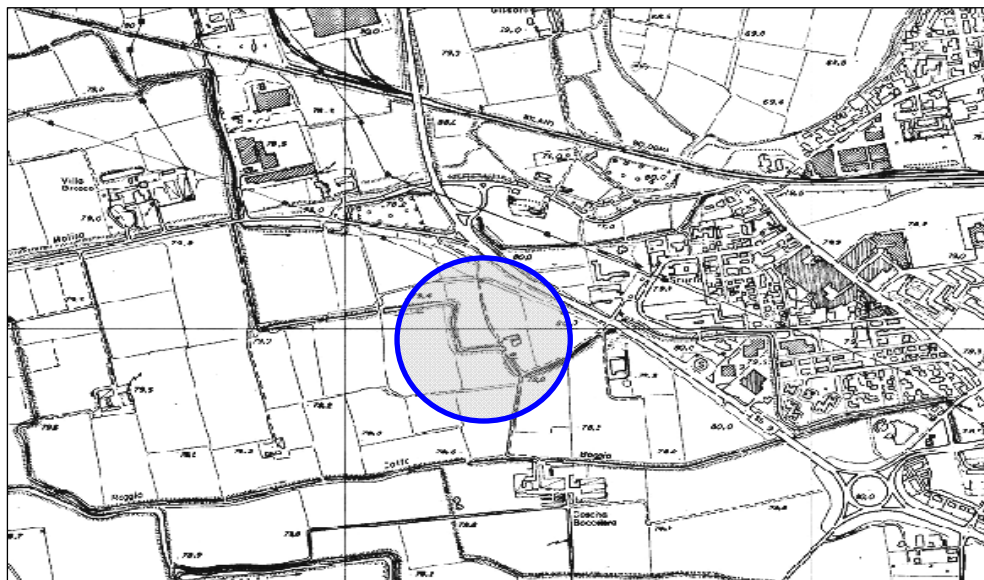


Figura n.1.1 – Inquadramento territoriale dell’area (estratto CTR 1:10'000)

1.3 Quadro normativo di riferimento

Le considerazioni di cui alla presente sono state redatte in accordo alla normativa vigente:

- D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” - GU n°29 del 4/2/2008
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.
- Delibera della Giunta Regionale della Lombardia n. 14964 del 7/11/2003 “Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003 ‘Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Decreto Giunta Regionale della Lombardia 19904 del 21/11/2003 “Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all'art.2, commi 3 e 4 dell'Ordinanza PCM n.3274 del 20 Marzo 2003 in attuazione della DGR 14964 del 7/11/2003”
- Circolare Giunta Regionale Regione Lombardia – Prevenzione e protezione civile – “DM 14 settembre 2005 Norme tecniche per le costruzioni – Gazzetta ufficiale n.222 del 23 settembre 2005 – supplemento ordinario n.159 – Comuni di nuova classificazione sismica: applicazione art.104 del DPR380/2001” Prot. 11.2005.11368 del 5/12/2005.

Per gli aspetti non trattati si è, inoltre, fatto riferimento alla normativa europea:

- UNI-EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali”
- UNI EN 1998-1:2005 “Eurocode 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- UNI-EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”

1.4 Vita attesa e periodo di riferimento per le analisi sismiche

Per i dettagli si rimanda alla “Relazione di inquadramento sismico”. In sintesi si può rammentare quanto segue:

Strutture tipo 2 → $V_N \geq 50$ anni

classe d'uso III → $C_U = 1.5$

Da cui:

$$V_R = 50\text{anni} \times 1.5 = 75\text{anni}$$

1.5 Considerazioni sulla pericolosità sismica

Con riferimento a quanto documentato nella “Relazione di inquadramento sismico” alla quale si rimanda per i dettagli, si riassumono di seguito i parametri che consentono di valutare la pericolosità sismica del sito.

Periodi di ritorno, intensità e magnitudo

Periodo di ritorno: 75 anni (analisi SLD)

712 anni (analisi SLV)

Intensità macrosismica: $I_s = 7$

Magnitudo da momento: $M \cong 6.7$ (stimata su base estratto CTI)

Risposta su suolo roccioso (tipo A) affiorante

Accelerazione di picco: $a_g = 0.037g$ (analisi SLD)

$a_g = 0.079g$ (analisi SLV)

Effetti di amplificazione e risentimento in superficie

Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1.20$

Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.00$

Accelerazione massima al sito: $a_g = 0.0444g$ (analisi SLD)

$a_g = 0.0948g$ (analisi SLV)

1.6 Considerazioni sul potenziale di liquefazione

Posto che la accelerazione massima non supera il valore di 0.1g, è possibile escludere a priori (in accordo con quanto previsto dalla Norma vigente) che il sito possa essere soggetto a fenomeni di liquefazione.

1.7 Riferimenti altimetrici

Il sito (ad oggi destinato ad uso agricolo) si presenta pressoché pianeggiante ad una quota assoluta prossima a circa 79m s.l.m. Nel seguito (salvo diversa indicazione) le profondità sono da riferirsi al p.c. locale attuale dal quale sono state eseguite le indagini.

2 INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO

2.1 Descrizione delle indagini disponibili

Si fa riferimento ai risultati di 4 differenti campagne di indagine di seguito sinteticamente descritte (per i dettagli si rimanda ai rispettivi “*Rapporti di indagine*” che costituiscono parte integrante della presente).

Indagine TEKNOS 2007 (Nuovi ampliamenti – Dipartimenti “Veterinaria” e “Agraria”)

- N.1 sondaggio (S1) eseguito a carotaggio e spinto fino a 30m da p.c. locale
- N.1 sondaggio eseguito a distruzione e spinto fino a 30m da p.c. locale per esecuzione prova down-hole
- N. 10 prove penetrometriche dinamiche (S.P.T.) eseguite in avanzamento nel foro di sondaggio S1 ad intervalli di 3m di perforazione
- Prelievo ed analisi granulometrica di N.8 campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette catalogatrici
- Installazione di N. 1 piezometro a tubo aperto in PVC da 2” nel sondaggio S1
- Esecuzione di prove down-hole ad intervalli regolari di 1m di perforazione

Indagine TEKNOS 2002 (loc. Cascina Codazza – Centro per lo sviluppo Agroalimentare)

- N.1 sondaggio (S1) eseguito a carotaggio e spinto fino a 21.5m da p.c. locale
- N. 11 prove penetrometriche dinamiche (S.P.T.) eseguite in avanzamento nel foro di sondaggio S1 ad intervalli di 1.5÷3m di perforazione
- Prelievo ed analisi granulometrica di N.9 campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette catalogatrici

Indagine ECOTER 2001 (Centro zootecnico)

- N. 8 prove penetrometriche statiche C.P.T. spinte fino a 10m da p.c. locale

Indagine CELOTTI 1999 (Ospedale Veterinario)

- N.1 sondaggio (S6) eseguito a carotaggio e spinto fino a 21.0m da p.c. locale
- N. 11 prove penetrometriche dinamiche (S.P.T.) eseguite in avanzamento nel foro di sondaggio S1 ad intervalli di 1.5÷3m di perforazione

2.2 Resistenza penetrometrica (SPT) misurata in sito

In figura n.2.1 di cui al seguito è illustrato l’andamento in funzione della profondità del dato penetrometrico N_{SPT} misurato in sito nel corso delle indagini prese in considerazione e sopra descritte. Si osserva un ottimo accordo tra i dati a disposizione.

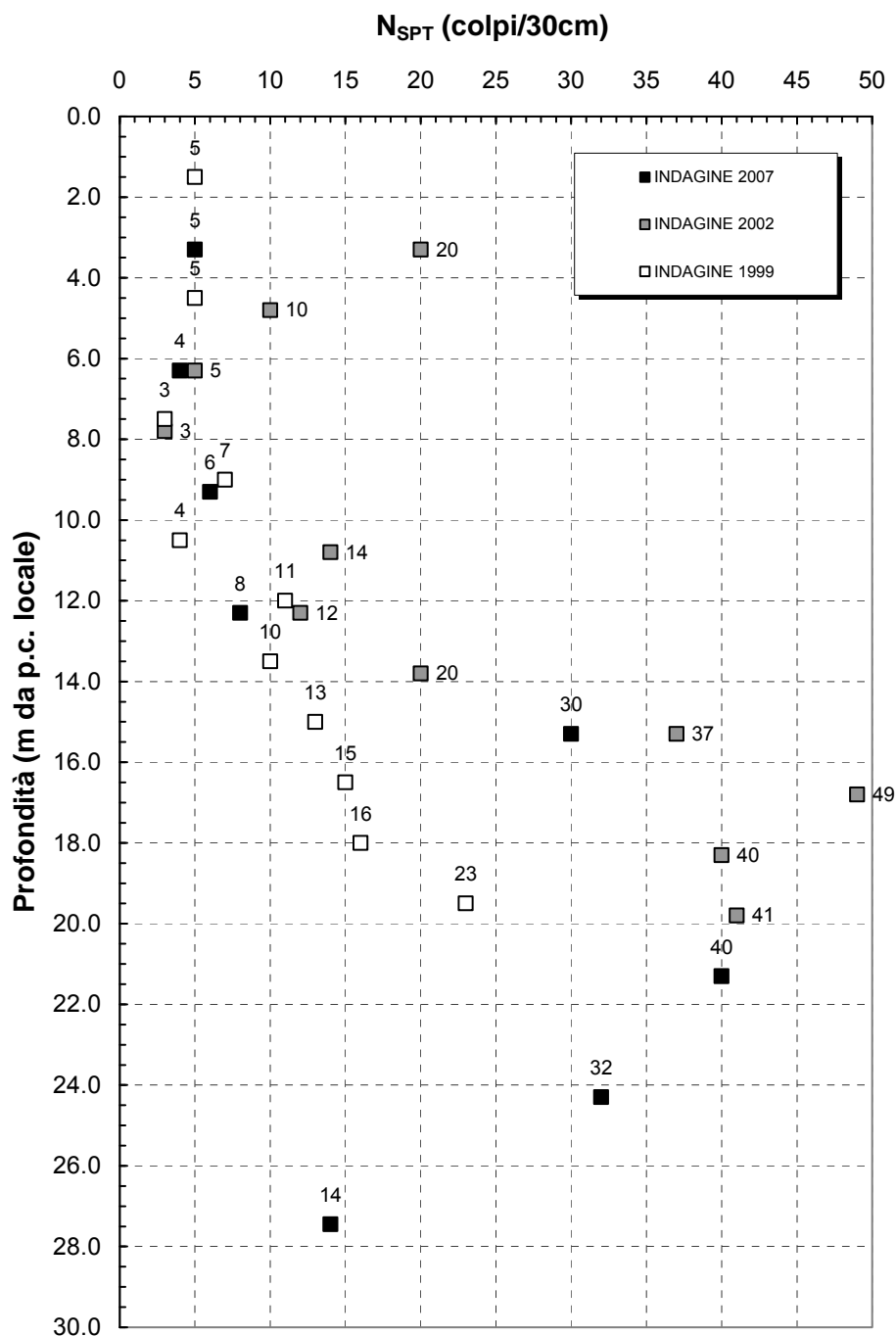


Figura n.2.2 – Dato SPT misurato in sito

2.3 Resistenza penetrometrica “normalizzata”

In figura n.2.2 è illustrato l’andamento in funzione della profondità del valore penetrometrico normalizzato (N_1)₆₀ definito a partire dal dato misurato N_{SPT} e corretto per tenere conto del rendimento delle macchine operatrici e della tensione geostatica in accordo alla seguente espressione:

$$(N_1)_{60} \cong N_{SPT} \cdot C_N$$

dove:

$$C_N = (p_a / \sigma'_{vo})^{0.5}$$

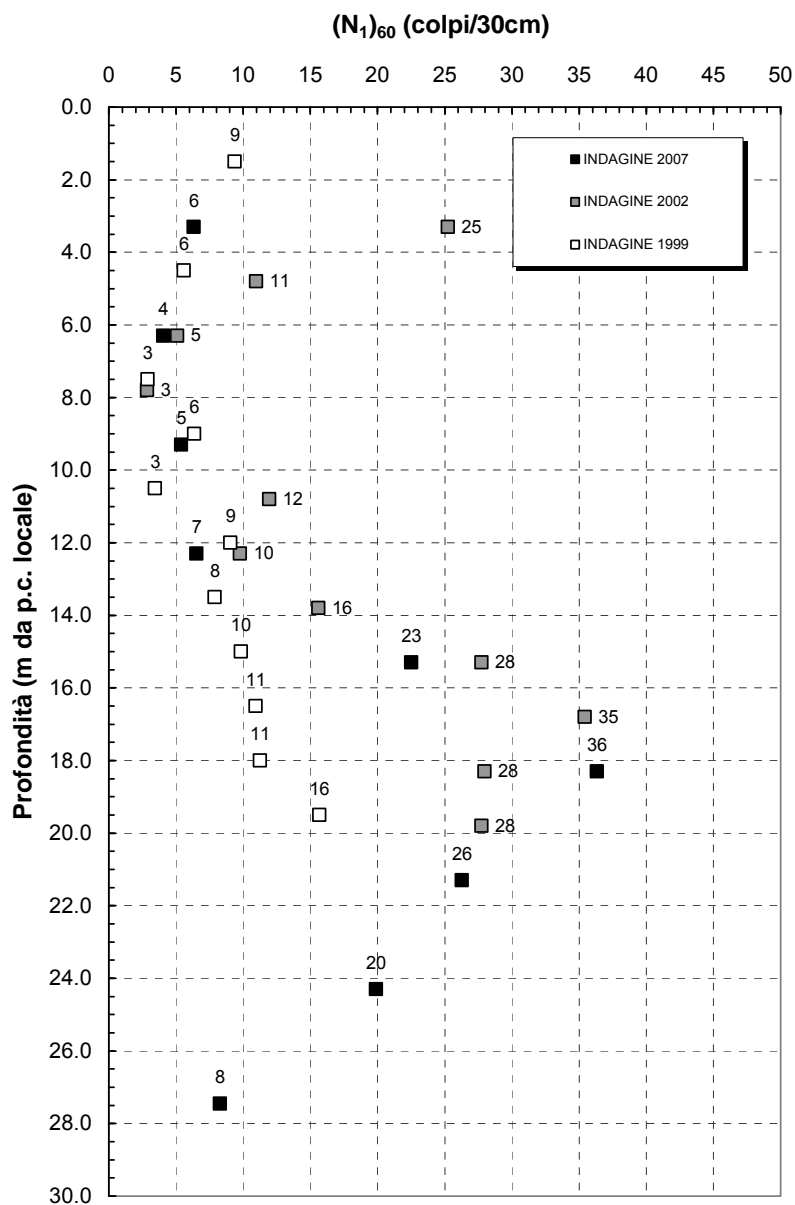


Figura n.2.2 – Dato penetrometrico normalizzato $(N_1)_{60}$

2.4 Indici di plasticità dei materiali più superficiali

In figura n.2.3 sono riportati sulla carta di plasticità del Sistema Unificato i valori del limite liquido (LL) e dell'indice di plasticità (IP) definiti in laboratorio su campioni prelevati entro i primi 6÷7m di profondità.

Si osserva che i punti si distribuiscono nei campi chiamati "CL" ed "ML" relativi, rispettivamente, ad argille inorganiche e limi inorganici.

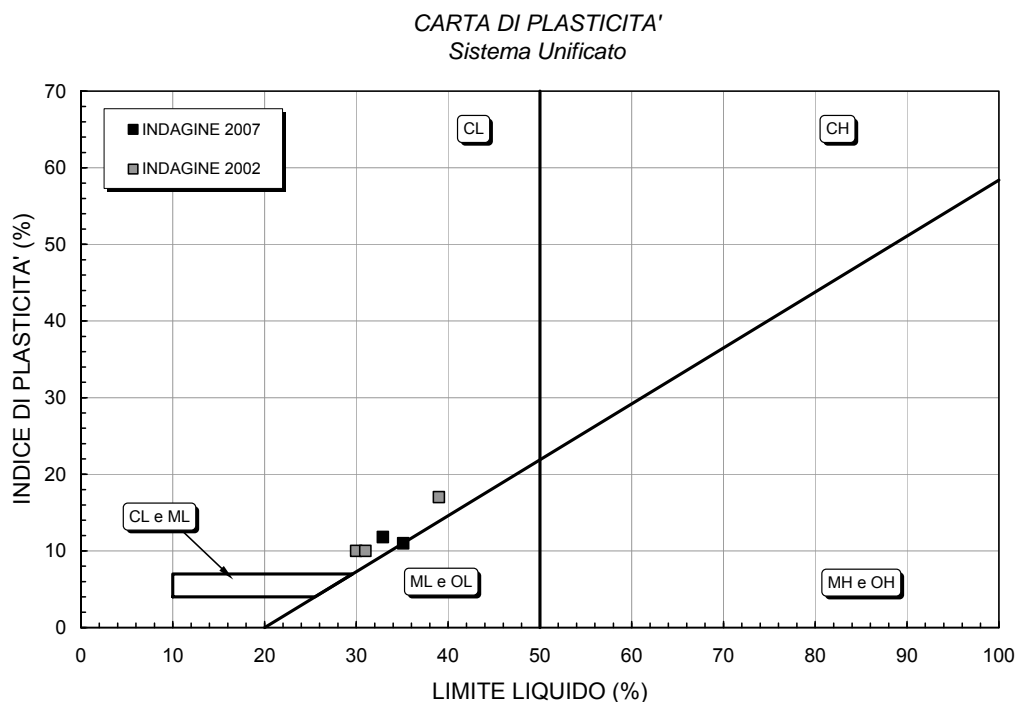


Figura n.2.3 – Carta di plasticità

2.5 Caratteristiche granulometriche

Le figure n.2.4÷2.6 di cui al seguito illustrano e sintetizzano i fusi granulometrici caratteristici dei livelli precedentemente descritti (in nero si riportano le curve relative ai campioni prelevati nel 2007 nell'area dei nuovi ampliamenti mentre in grigio quelle di campioni prelevati in siti adiacenti).

Si osserva che il "contenuto di fine – CF" (definito come percentuale di passante al setaccio 0.075mm) risulta rispettivamente prossimo a:

Materiali limo-argillosi superficiali:	CF \cong 85÷95%
Sabbie intermedie:	CF \cong 10÷30%
Ghiaia di base (oltre 15m da p.c.):	CF \cong 5÷10%

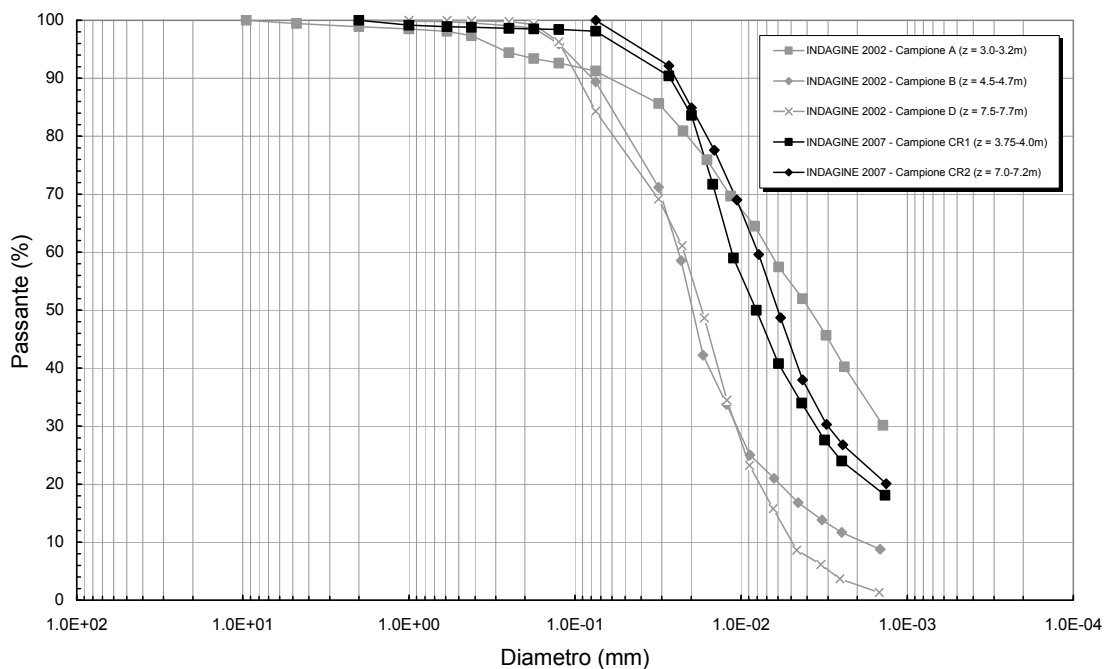


Figura n.2.4 – Fuso granulometrico caratteristico del livello limo-argilloso superficiale

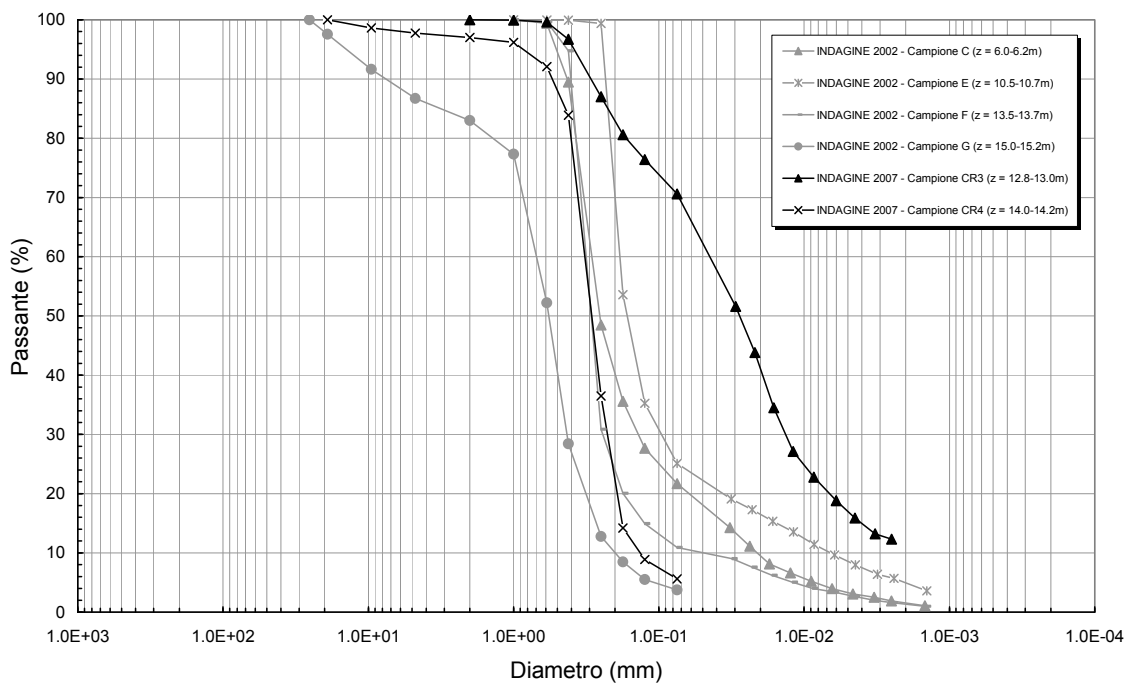


Figura n.2.5 – Fuso granulometrico caratteristico delle sabbie intermedie

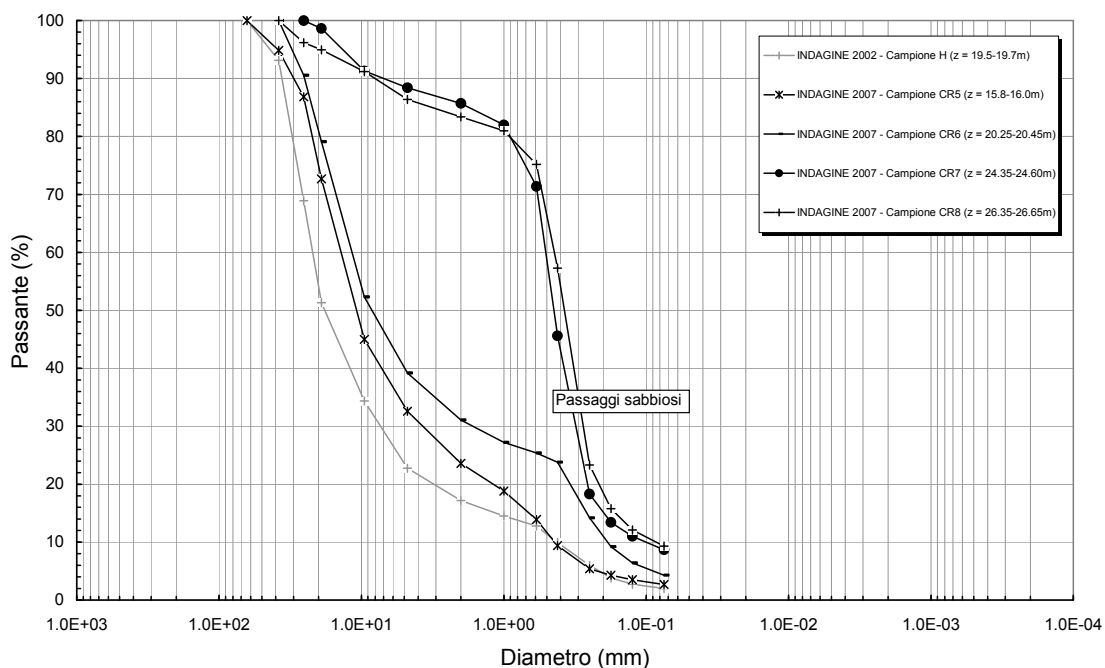


Figura n.2.6 – Fuso granulometrico caratteristico delle ghiaie di base

2.6 Resistenza penetrometrica CPT

In figura n.2.7 è illustrato l'andamento di una delle prove statiche (CPT6) eseguita (nel 2001 – indagine Ecoter) nell'area di costruzione del centro Zootecnico.

Si osserva la presenza dello strato superficiale (fino a 6m circa dal p.c. locale) costituito da argilla e limo sabbioso e caratterizzato da valori di resistenza alla punta (q_c) dell'ordine di 10kg/cm^2 . E' da notare la presenza di un livello sabbioso tra 4 e 5m di profondità ($q_c=50\div 60\text{kg/cm}^2$); la porzione superiore (1.60m circa) appare, inoltre, fortemente sovraconsolidata come evidenziato dalla resistenza alla punta che raggiunge i 20kg/cm^2 .

Segono le sabbie limose caratterizzate da valori di resistenza alla punta (q_c) dell'ordine di $50\div 80\text{kg/cm}^2$.

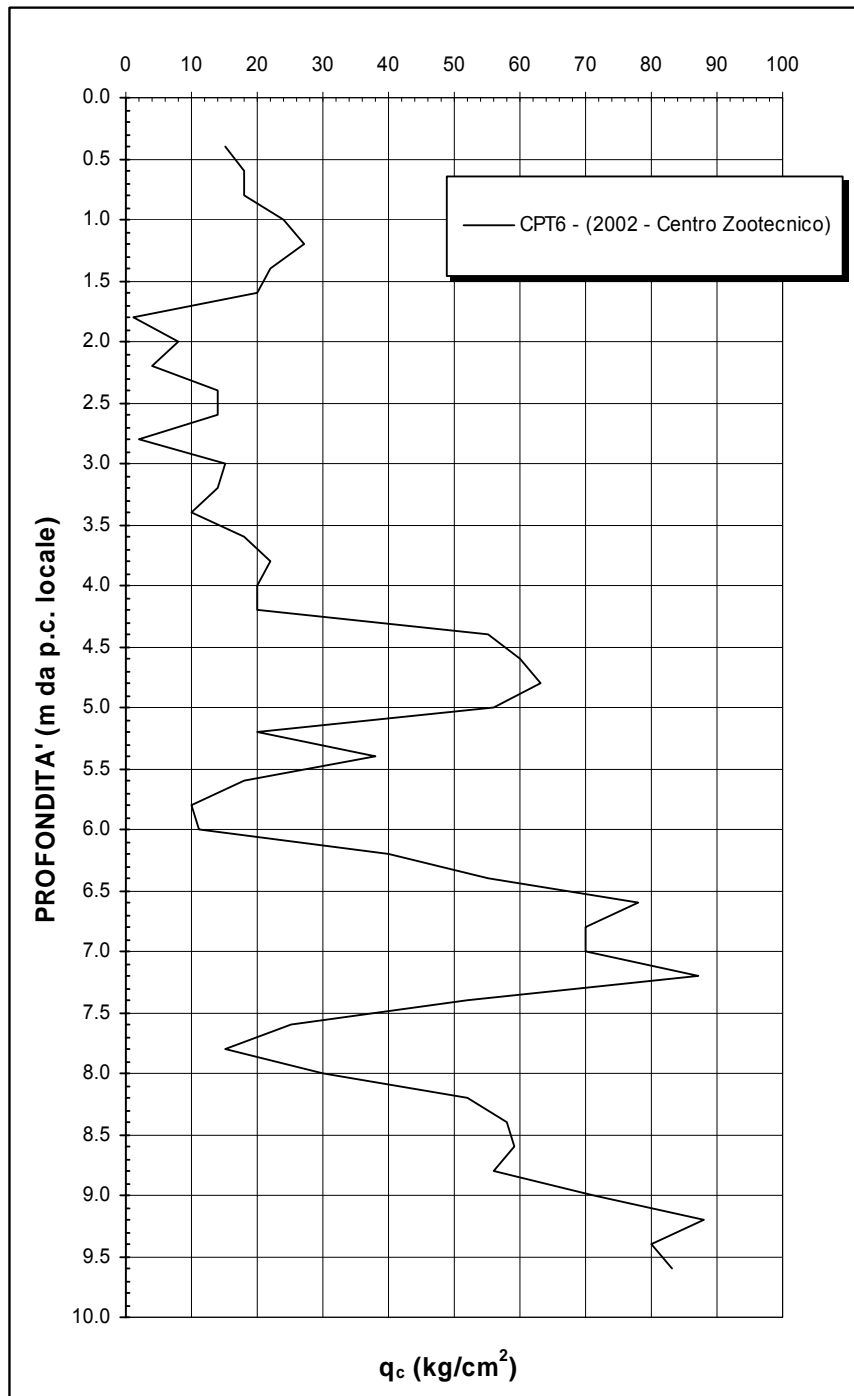


Figura n.2.7 – Prova penetrometrica CPT6 – indagine 2001

3 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO LOCALE

3.1 Quadro stratigrafico locale

L'area in oggetto è caratterizzata dall'affioramento delle alluvioni fluvioglaciali pleistoceniche Wurmiane (fg_w) costituite da materiali prevalentemente sabbiosi con lenti limose e sottili livelli ghiaiosi. Per maggiori dettagli si rimanda alla "Relazione geologica"

Sulla base dei dati a disposizione (e con particolare riguardo per quanto emerso nel corso delle indagini TEKNOS del 2007 eseguite nell'area dei nuovi ampliamenti) è possibile definire la successione stratigrafica di cui al seguito:

- Da 0m a circa 6m da p.c. locale: **limo e argilla**. Si tratta di alternanze di argilla e limo sabbioso con livelli decimetrici di sabbia fine e livelli centimetrici torbosi – Colore marrone/grigio
- Da 6m a 15m da p.c. locale: **sabbia fine limosa** si tratta di sabbia fine limosa a tratti torbosa di colore grigio da poco a mediamente addensata.
- Da 15m a 30m da p.c. locale: **ghiaia e sabbia di base**. Si tratta di sabbia e ghiaia eterometrica poligenica ben addensata da subangolosa a subarrotondata. Oltre i 24m di profondità si osserva un aumento della frazione sabbiosa e la presenza (tra 27 e 28m) di un livello limo-torboso.

3.2 Stratigrafia di riferimento

Ai fini della presente (e tenendo conto dei commenti di cui al precedente paragrafo) si definisce la stratigrafia "di riferimento" di cui alla tabella n.3.1.

<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Profondità <input type="checkbox"/> (m da p.c.)	<input type="checkbox"/> Descrizione	<input type="checkbox"/> NOTE
<input type="checkbox"/> STRATO 1 <input type="checkbox"/> ARGILLA E LIMO ARGILLOSO	<input type="checkbox"/> da p.c. a 1.0m	<input type="checkbox"/> Terreno agricolo	<input type="checkbox"/> Terreno vegetale limo-argilloso con resti di radici e di laterizi
	<input type="checkbox"/> da 1.0m a 6.0m	<input type="checkbox"/> Limo e argilla con livelli decimetrici di sabbia fine e livelli centimetrici torbosi – Colore marrone/grigio	<input type="checkbox"/> $q_c \approx 5 \rightarrow 10 \text{kg/cm}^2$ <input type="checkbox"/> $N_{\text{SPT}} \approx 5 \text{colpi/30cm}$ <input type="checkbox"/> primi 1.6m sovraconsolidati ($q_c = 3 \text{kg/cm}^2$) <input type="checkbox"/> passaggi sabbiosi ($q_c = 50-60 \text{kg/cm}^2$)
<input type="checkbox"/> STRATO 2 <input type="checkbox"/> SABBIA LIMOSA	<input type="checkbox"/> 6.0÷15.0m	<input type="checkbox"/> Sabbia fine limosa e a tratti torbosa di colore grigio	<input type="checkbox"/> $q_c \approx 60 \rightarrow 80 \text{kg/cm}^2$ <input type="checkbox"/> $N_{\text{SPT}} = 4 \div 8 \text{colpi/30cm}$ <input type="checkbox"/> Passaggi limosi e torbosi ($q_c = 12-15 \text{kg/cm}^2$)
<input type="checkbox"/> STRATO 3 <input type="checkbox"/> GHIAIA E SABBIA DI BASE	<input type="checkbox"/> 15.0÷24.0m	<input type="checkbox"/> Ghiaia eterometrica poligenica con passaggi sabbiosi e/o limosi. Resti legnosi a 21m	<input type="checkbox"/> $N_{\text{SPT}} = 40 \div 50 \text{colpi/30cm}$
	<input type="checkbox"/> 24.0÷30.0m	<input type="checkbox"/> Sabbia limosa da medio-grossa a medio-fine passante al colore grigio	<input type="checkbox"/> $N_{\text{SPT}} = 30 \div 35 \text{colpi/30cm}$ <input type="checkbox"/> Fascia più torbosa tra 27 e 28m di profondità ($N_{\text{SPT}} = 15 \text{colpi/30cm}$)

Tabella n.3.1 – Stratigrafica di riferimento

3.3 Livello della falda

I rilievi piezometrici eseguiti nell'ambito della campagna di indagine del giugno 2007 hanno messo in evidenza un valore di soggiacenza della falda pari a circa 4.0m da p.c. locale.

Tale dato risulta essere in buon accordo con le carte di soggiacenza di cui al *Piano Cave* della provincia di Lodi (1:50'000 – gennaio 2003) della quale si riporta un estratto in figura n.3.1.

Dalla figura si deduce che il sito è ubicato nella zona di passaggio tra soggiacenza superiore a 5m (colore giallo chiaro) e soggiacenza compresa tra 2.5 e 5.0m (colore verdastro)

Nelle successive fasi di progettazione occorrerà accertare l'entità delle possibili oscillazioni stagionali e/o di lungo periodo in modo da definire con precisione i livelli di progetto.

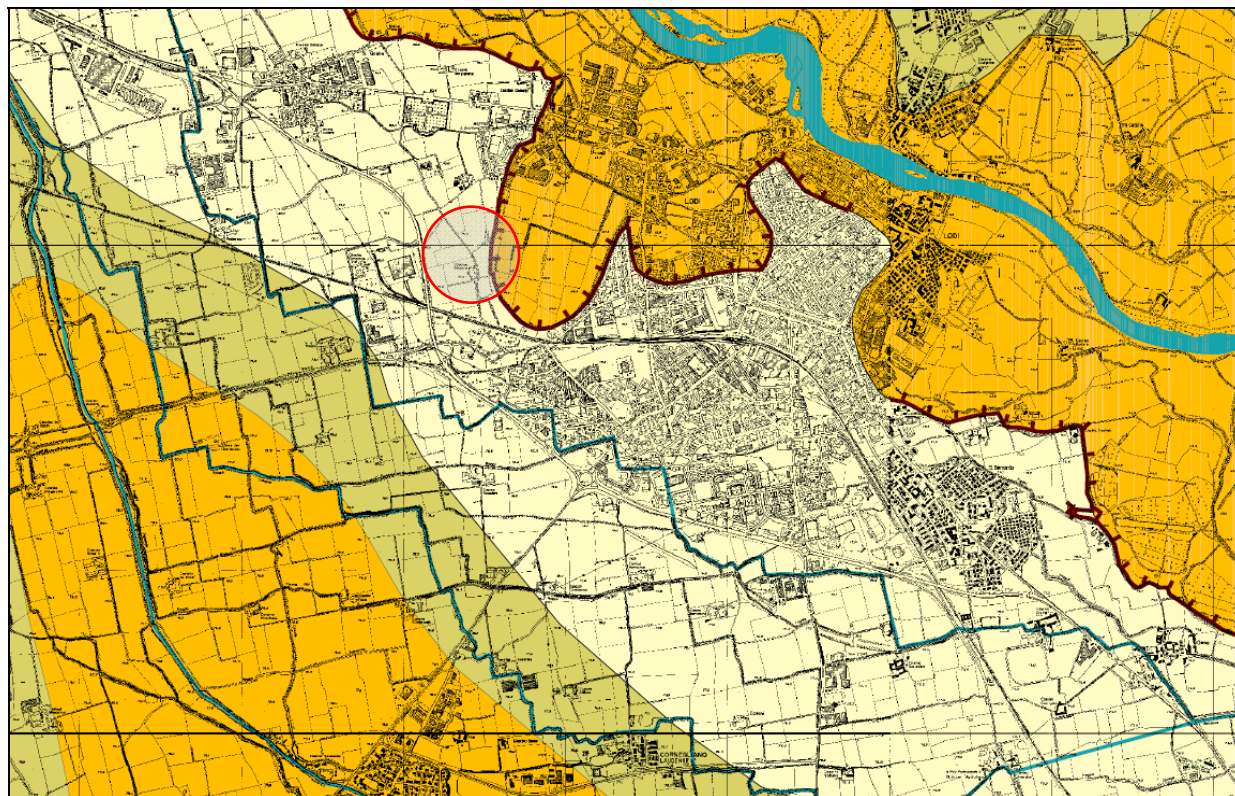


Figura n.3.1 – Carta della soggiacenza (Piano Cave - 1:50'000 – gennaio 2003)

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per il dettaglio delle correlazioni di letteratura utilizzate nella caratterizzazione geotecnica si rimanda alle appendici B e C rispettivamente per quanto concerne le prove SPT e CPT.

4.1 Terreno agricolo

Il terreno agricolo superficiale (spessore presunto 80-100cm) è costituito da terra vegetale con resti di laterizi e radici e dovrà essere interamente asportato in corrispondenza delle strutture di fondazione.

4.2 Strato limo-argilloso superficiale (fino a 6m)

Si tratta di un banco di limo e argilla con livelli decimetrici di sabbia fine e livelli centimetrici torbosi.

Per gli strati francamente argillosi si può assumere:

$$q_c \approx 5 \div 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{\text{SPT}} \approx 5 \text{ colpi/30cm}$$

$$CF = \text{contenuto di fine} = 90\%$$

$$CA = \text{contenuto di argilla} = 20\%$$

$$LL = \text{limite liquido} = 30 \div 40\%$$

$$IP = \text{indice plastico} = 10 \div 15\%$$

$$\gamma = \text{peso di volume} = 18 (\div 19) \text{ kN/mc}$$

$$c_u = \text{resistenza al taglio non drenata} > 50 \text{ kPa}$$

$$M = \text{modulo edometrico} = 5 \div 10 \text{ MPa}$$

$$E_u = \text{modulo non drenato} = 20 \div 40 \text{ MPa}$$

$$\nu' = \text{coefficiente di Poisson} = 0.3$$

Per la rimanente quotaparte dello strato di matrice limo-sabbiosa si può considerare:

$$q_c \approx 20 \rightarrow 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \text{peso di volume} = 18 (\div 19) \text{ kN/mc}$$

$$c'_k = \text{coesione efficace} = 0 \text{ kPa}$$

$$\phi'_k = \text{angolo di attrito efficace} = 28 (\div 30)^\circ$$

$$E' = \text{modulo elastico} = 20 \text{ MPa}$$

$$\nu = \text{coefficiente di Poisson} = 0.3$$

4.3 Sabbia limosa intermedia (tra 6.0m e 15m)

Si tratta di sabbia da fine a media con limo e livelletti limo-argillosi e torbosi. Si può pertanto assumere mediamente:

$N_{SPT} \approx 6 \div 8 \text{colpi}/30\text{cm}$
 $q_c \approx 5 \div 10 \text{kg}/\text{cm}^2$
CF = contenuto di limo + argilla = 5÷10%
 γ = peso di volume = (18÷)19kN/mc
 D_R = densità relativa = 50÷60%
 c'_k = coesione efficace = 0kPa
 ϕ'_k = angolo di attrito efficace = (28÷)30°
 $E'_{0.1\%}$ = modulo elastico = 20÷25MPa
 ν = coefficiente di Poisson = 0.3

4.4 Ghiaia e sabbia di base (oltre 15.0m)

Si tratta di ghiaia eterometrica e sabbia passante a sabbia oltre i 24m di profondità. Si può assumere quanto segue:

Sabbia e ghiaia eterometrica mediamente addensata da 15.0m a 24.0m

$N_{SPT} \approx 30 \div 50 \text{colpi}/30\text{cm}$
CF = contenuto di limo + argilla = 10÷20%
 γ = peso di volume = (19÷)20kN/mc
 D_R = densità relativa = 60÷70%
 c'_k = coesione efficace = 0kPa
 ϕ'_k = angolo di attrito efficace = 36÷38°
 $E'_{0.1\%}$ = modulo elastico = 30÷50MPa
 ν = coefficiente di Poisson = 0.3

Sabbia limosa da 24.0m a 30.0m

$N_{SPT} \approx 30 \div 35 \text{colpi}/30\text{cm}$
CF = contenuto di limo + argilla = 10÷20%
 γ = peso di volume = (19÷)20kN/mc
 D_R = densità relativa = 50÷60%
 c'_k = coesione efficace = 0kPa
 ϕ'_k = angolo di attrito efficace = 34÷36°
 $E'_{0.1\%}$ = modulo elastico = 30÷35MPa
 ν = coefficiente di Poisson = 0.3

5 SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

La presenza di uno strato argilloso superficiale di spessore pari a circa 6m con caratteristiche geotecniche scadenti suggerisce (almeno per le strutture di primaria importanza) il ricorso a fondazioni su **pali** da intestarsi nelle ghiaie incontrate oltre i 15m di profondità.

5.1 Fondazioni delle strutture principali

Per strutture principali si intendono strutture caratterizzate da scarichi importanti (superiori a 500kN/pilastro) o da particolare sensibilità ai cedimenti differenziali.

Per dette strutture si farà ricorso a pali di fondazione di lunghezza e tipologia da definire nelle successive fasi di progettazione. Da un punto di vista generale si può ipotizzare quanto segue (le portate di “*design*” si intendono riferite alla combinazione A2-M1-R2):

- Pali di tipo battuto (prefabbricati tronco conici) immorsati nelle sabbie limose intermedie di lunghezza pari a 10÷11m tali da garantire portate di “*design*” dell'ordine di 500÷600kN.
- Pali trivellati a fango (di tipo tradizionale) immorsati nelle ghiaie di base. Nell'ipotesi di ricorrere a pali di diametro 800mm e di lunghezza prossima a 18÷20m si potrà contare su portate di “*design*” dell'ordine di 2'000kN
- Pali trivellati ad elica continua immorsati nelle ghiaie di base. Si potrà ricorrere a pali di lunghezza pari a 16÷18m tali da garantire portate di “*design*” dell'ordine di 2'000kN o 1'400kN rispettivamente.

La verifica geotecnica dei pali (da redigersi sulla base dei metodi di calcolo e verifica di cui alle specifiche appendici) potrà essere finalizzata solo nelle successive fasi di progetto. Si dovrà comunque fin d'ora tenere conto dei seguenti criteri di carattere generale:

- 1) Il progetto delle armature dei pali dovrà essere svolto in accordo alle prescrizioni di cui al DM 14/01/2008 sia allo stato limite ultimo che allo stato limite di esercizio (fessurazione).
- 2) I pali dovranno essere disposti ad interasse maggiore di 2.5 volte il diametro
- 3) Viste le caratteristiche geotecniche del sito si potranno trascurare gli effetti di gruppo nei confronti della portata assiale. La portata del gruppo di pali sarà pertanto pari alla somma delle portate dei singoli pali
- 4) L'analisi delle palificate dovrà essere svolta tenendo conto degli effetti di gruppo relativi ai carichi orizzontali. Per i metodi di calcolo si rimanda alle specifiche appendici.
- 5) La resistenza del terreno sotto i carichi orizzontali andrà verificata tenendo conto della presenza dello strato di argilla superficiale in accordo con il metodo di Brooms descritto in appendice.

5.2 Fondazioni delle strutture secondarie

Per strutture secondarie si intendono le strutture caratterizzate da scarichi ridotti (inferiori a 500kN/pilastro) e in grado di assorbire cedimenti differenziali anche differiti nel tempo.

Per tali strutture si potrà ricorrere a platee di fondazione e/o a fondazioni ad imposta diretta. La verifica geotecnica delle fondazioni (capacità portante e cedimento) potrà essere finalizzata solo nelle successive fasi di progetto sulla base delle ben note formule di letteratura.

In via del tutto preliminare si può prevedere che la pressione massima di “*design*” risulti compresa tra 60 e 80kPa in relazione alle reali condizioni di carico (azioni di taglio, eccentricità) ed ai vincoli sullo stato limite di esercizio delle strutture (cedimenti differenziali e assoluti).

In tutti i casi le fondazioni (a plinto o a platea) andranno impostae almeno ad 1m di profondità previa l'asportazione integrale del terreno vegetale superficiale.

6 PROVE E COLLAUDI SUI PALI DI FONDAZIONE

6.1 Controllo dei materiali

Per le modalità di controllo dei materiali (acciaio di armatura e calcestruzzo) si farà riferimento a quanto prescritto dalla norma vigente (DM 14/01/2008)

6.2 Controlli sulle modalità operative

Il controllo delle modalità operative dovrà seguire apposite specifiche tecniche di esecuzione redatte nell'ambito del progetto. In alternativa si potranno seguire le specifiche tecniche europee di cui al seguito:

- ✓ EN 1536 – “*Execution of special geotechnical work: Bored piles*” - Febbraio 1999
- ✓ EN 12699 – “*Execution of special geotechnical work: Displacement piles*” – Dicembre 2000

6.3 Controlli di integrità dei pali

In accordo a quanto previsto nel paragrafo n.6.4.3.6 del DM 14/01/2008 l'integrità sarà controllata sul 5% dei pali realizzati (con un minimo di 2).

Per il controllo si consiglia il ricorso a prove non distruttive di tipo vibrazionale. Nel caso si faccia ricorso a pali trivellati a fango tali prove potranno essere sostituite con prove soniche dirette mediante preinstallazione di tubi in PVC contestualmente al posizionamento delle gabbie di armatura.

6.4 Prove di carico di collaudo

In accordo a quanto previsto nel paragrafo n.6.4.3.7.2 del DM 14/01/2008 le prove di collaudo dovranno essere portate ad un carico pari a 1.5 volte quello di esercizio (SLE). Per le modalità di prova si seguiranno le specifiche di progetto.

Il numero delle prove dovrà rispettare quanto riportato nel citato paragrafo della norma e potrà essere ridotto nel caso si faccia ricorso a prove di carico dinamiche e il controllo dell'integrità venga esteso al 50% dei pali.

6.5 Prove di carico di progetto (facoltative)

In accordo a quanto previsto nel paragrafo n.6.4.3.7.1 del DM 14/01/2008 tali prove sono facoltative e potranno essere eseguite qualora si voglia ottimizzare la progettazione dei pali stessi.

7 campagna di indagine integrativa

Per finalizzare la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica nonché il progetto geotecnico delle strutture di fondazione si suggerisce di eseguire una campagna di indagine integrativa di seguito sinteticamente descritta.

PROVE IN SITO

- ✓ N°5 sondaggi a carotaggio continuo da spingersi fino a 30m di profondità per un totale di 200m di carotaggio.
- ✓ Esecuzione di prove penetrometriche dinamiche (SPT) nel foro di sondaggio in corrispondenza dei livelli granulari ad intervalli di 1.5m fino a 20m di profondità e 3m dai 20 ai 30m di profondità.
- ✓ Installazione di 1 piezometro a tubo aperto di 20m in un foro di sondaggio con tratto fenestrato e tappi opportunamente predisposto.
- ✓ Esecuzione di 6 prove penetrometriche statiche a punta elettrica (CPTE) con penetrometro autoancorante da 20tonn. Le prove andranno spinte a rifiuto fino ad un massimo di 20m da p.c. locale.
- ✓ Prelievo di campioni indisturbati nell'ambito delle formazioni coesive. I campioni andranno paraffinati e trasportati in laboratorio. Si prevede il prelievo di circa 10 campioni.
- ✓ Prelievo di circa 15 campioni rimaneggiati dalle cassette catalogatrici.

PROVE DI LABORATORIO

- ✓ Apertura di campioni rimaneggiati (n°15)
- ✓ Apertura e preparazione di campioni indisturbati (n° 10)
- ✓ Granulometrie su tutti i campioni (n°25)
- ✓ Aerometrie per campioni con passante al setaccio ASTM n°200 superiori al 15%; si stima un totale di circa 15 prove)
- ✓ Limiti di Atterberg per campioni con passante al setaccio ASTM n°200 superiori al 25%; si stima un totale di circa 15 prove)
- ✓ Aggressività sui calcestruzzi (cloruri, solfati, ecc.)
- ✓ Contenuto di sostanza organica (circa 4 prove)
- ✓ N° 4÷6 prove edometriche con ciclo di scarico-ricarico intermedio alla pressione di preconsolidazione.
- ✓ N° 4÷6 prove priassiali CIU (consolidata isotropicamente non drenata) su 3 provini ciascuna
- ✓ N° 4÷6 prove priassiali UU (non consolidata e non drenata) su 3 provini ciascuna

Le modalità operative delle indagini con sondaggi meccanici dovranno essere uniformate alle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" A.G.I. (1977).

Con riferimento alle indicazioni di cui alla Circolare 16 dicembre 1999 n. 349/STC - Decreto del Presidente della Repubblica n. 246 del 21 aprile 1993, art. 8, comma 6 "Concessione ai laboratori per lo svolgimento delle prove geotecniche sui terreni e sulle rocce ed il rilascio dei relativi certificati

ufficiali" le prove di laboratorio dovranno essere eseguite in accordo alle seguenti norme/raccomandazioni:

- ✓ A.G.I. (1994) - "*Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio*";
- ✓ CNR UNI 10010/64 "*Prove sulle terre. Peso specifico di una terra*";
- ✓ CNR UNI 10013/64 "*Prove sulle terre. Peso specifico dei gran*";
- ✓ CNR UNI 10014/64 "*Prove sulle terre. Determinazione dei limiti di consistenza (o di Atterberg) di una terra*".

Per tutte le prove non comprese nei riferimenti normativi predetti si potrà fare riferimento a raccomandazioni/norme straniere (ASTM, BS, ecc.).

8 APPENDICE A – ANALISI GEOTECNICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

8.1 Generalità

Le verifiche allo stato limite prevedono un approccio di tipo semiprobabilistico in base al quale le azioni e le resistenze di progetto vengono definite sulla base dei valori caratteristici applicando coefficienti parziali come di seguito definito:

Azioni: $F_d = (F_k \cdot \Psi) \cdot \gamma_F$

Proprietà del terreno (resistenza): $X_d = X_k / \gamma_M$

Resistenza del terreno: $R_d = R_k / \gamma_R$

Dove:

F indica genericamente una azione

Ψ indica un fattore ≤ 1 che viene definito nell'ambito della combinazione di carico prescelta.

X indica genericamente un parametro di resistenza del terreno (c' , ϕ' , c_u , q_u)

R indica genericamente la resistenza limite calcolata

$\gamma_F \gamma_M \gamma_R$ indicano i coefficienti parziali

Non vengono invece applicati coefficienti parziali alle seguenti quantità:

- Geometria del problema (con l'eccezione della eccentricità minima delle fondazioni dirette e della quota di fondo scavo nelle paratie)
- Parametri elastici (E, E_u , ν , ecc.)
- Pesi di volume del terreno

Una volta definite le quantità di progetto si verifica che valga la relazione del tutto generale di cui al seguito:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

$$E_d = E(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F) = \text{Effetti delle azioni}$$

$$R_d = 1/\gamma_R R(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F, X_k / \gamma_M) = \text{Resistenza del terreno}$$

Si osserva che:

1. La resistenza di calcolo include anche gli effetti delle azioni ($F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F$) in quanto queste possono variarne la resistenza: si pensi al caso della portata limite del terreno nel caso di una fondazione diretta.
2. Dove risulta impossibile applicare i coefficienti parziali alle azioni (spinta dell'acqua e/o della terra) gli stessi coefficienti possono essere applicati agli effetti delle azioni ovvero si può scrivere:

$$E_d = E(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F) \quad \leftrightarrow \quad E_d = \gamma_F \cdot E(F_k \cdot \Psi)$$

8.2 Gli stati limite ultimi (analisi SLU)

Le NTC definiscono le seguenti condizioni:

Stati per i quali viene raggiunta la resistenza del terreno o della struttura

- **GEO** - Raggiungimento della resistenza ultima del terreno e conseguente meccanismo di collasso della struttura (es: stabilità pendio, capacità portante fondazione)
- **STR** - Raggiungimento della resistenza ultima degli elementi strutturali (es: verifica strutturale del muro)

Stati per i quali NON viene raggiunta la resistenza del terreno o della struttura

- **EQU** - Perdita di equilibrio della struttura considerata come corpo rigido (es: ribaltamento di un muro).
- **UPL** - Perdita di equilibrio della struttura considerata come corpo rigido sotto azioni idrauliche (es: galleggiamento)
- **HYD** - Perdita di equilibrio della struttura per sifonamento

In condizioni sismiche possono essere analizzati 2 differenti stati limite in funzione della classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica (tabella A.1) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno. Per una guida sulla scelta dello stato limite da considerare si rimanda alla tabella A.2.

<input type="checkbox"/> STATI LIMITE ULTIMI		<input type="checkbox"/> P_{VR}
<input type="checkbox"/> Stati limite ultimi	<input type="checkbox"/> SLV (salvaguardia della vita)	<input type="checkbox"/> 10%
	<input type="checkbox"/> SLC (collasso)	<input type="checkbox"/> 5%

Tabella A.1 – Probabilità di superamento per differenti stati limite ultimi

SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Tabella A.2 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

8.3 Gli stati limite di esercizio (analisi SLE)

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamento e rotazione tali da compromettere la funzionalità dell'opera.

In condizioni sismiche possono essere analizzati 2 differenti stati limite in funzione della classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica (tabella A.3) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno. Per una guida sulla scelta dello stato limite da considerare si rimanda alla tabella A.4.

<input type="checkbox"/> STATI LIMITE		<input type="checkbox"/> P _{VR}
<input type="checkbox"/> Stati limite di servizio	<input type="checkbox"/> SLO (operatività)	<input type="checkbox"/> 81%
	<input type="checkbox"/> SLD (danno)	<input type="checkbox"/> 63%

Tabella A.3– Probabilità di superamento per differenti stati limite di servizio

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x

Tabella A.4 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

In tutti i casi l'analisi viene condotta con riferimento a valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali.

8.4 I coefficienti parziali

8.4.1 I coefficienti parziali sulle azioni

In tabella A.5 sono riassunti i valori dei *coefficienti parziali sulle azioni* definiti in accordo con il DM 14/01/2008 da impiegarsi nelle analisi dei differenti stati limite.

□	□ Strutturali e permanenti definiti □ (γ_{G1})		□ Permanenti non compiutamente definiti □ (γ_{G2})		□ Variabili □ (γ_{Qi})	
	□ Sfavorevoli	□ Favorevoli	□ Sfavorevoli	□ Favorevoli	□ Sfavorevoli	□ Favorevoli
□ EQU	□ 1.1	□ 0.9	□ 1.5	□ 0.0	□ 1.5	□ 0.0
□ A₁ (STR)	□ 1.3	□ 1.0	□ 1.5	□ 0.0	□ 1.5	□ 0.0
□ A₂ (GEO)	□ 1.0	□ 1.0	□ 1.3	□ 0.0	□ 1.3	□ 0.0
□ UPL	□ 1.1	□ 0.9	□ 1.5	□ 0.0	□ 1.5	□ 0.0
□ HYD	□ 1.3	□ 0.9	□ 1.5	□ 0.0	□ 1.5	□ 0.0
□ SISM A⁽¹⁾	□ 1.0	□ 1.0	□ 1.0	□ 1.0	□ 1.0	□ 0.0
□ ⁽¹⁾ – paragrafo n.7.11.1 NTC						

Tabella n.A.5 – Coefficienti parziali sulle azioni per analisi SLU

8.4.2 I coefficienti parziali sulla resistenza dei materiali

In tabella A.6 sono riassunti i valori dei *coefficienti parziali sulla resistenza dei materiali* definiti in accordo con il DM 14/01/2008 da impiegarsi nelle analisi dei differenti stati limite.

□	□ γ_M				
	□ $\tan(\phi')$	□ c'	□ c_u	□ q_u	□ γ
□ M₁ (STR)	□ 1. 0	□ 1. 0	□ 1. 0	□ 1. 0	□ 1. 0
□ M₂ (GEO)	□ 1. 25	□ 1. 25	□ 1. 4	□ 1. 6	□ 1. 0
□ UPL / HYD / EQU	□ 1. 25	□ 1. 25	□ 1. 4	□ 1. 6	□ 1. 0
□ SISMA (STR)	□ 1. 0	□ 1. 0	□ 1. 0	□ 1. 0	□ 1. 0
□ SISMA (GEO-UPL-HYD-EQU)	□ 1. 25	□ 1. 25	□ 1. 4	□ 1. 6	□ 1. 0

Tabella A.6 – Coefficienti parziali sulla resistenza per analisi SLU

8.4.3 I coefficienti parziali sulla resistenza calcolata ed i fattori di correlazione

Per i coefficienti parziali sulle resistenze calcolate (R_1 , R_2 e R_3) nonché per i fattori di correlazione (ξ) si rimanda al dettaglio delle singole verifiche.

8.5 Gli approcci progettuali

In tabella A.7 sono riassunti i criteri per la combinazione dei coefficienti parziali A, M e R (cfr. tabelle paragrafo precedente) relative ai due approcci progettuali previsti dalle NTC (cfr. paragrafo n.6.4.3 e 2.5.3).

<input type="checkbox"/> APPROCCIO 1		<input type="checkbox"/> APPROCCIO 2
<input type="checkbox"/> Combinazione 1	<input type="checkbox"/> Combinazione 2	
<input type="checkbox"/> A1+M1+ R1	<input type="checkbox"/> A2+M2+ R2	<input type="checkbox"/> --
<input type="checkbox"/> --		<input type="checkbox"/> A1+M1+R3

Tabella A.7 – Approcci e combinazioni dei coefficienti parziali

9 APPENDICE B – CRITERI PER L'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT) sono stati utilizzati per la caratterizzazione delle formazioni granulari.

9.1 Correzioni preliminari del dato SPT misurato in campagna

In assenza di specifiche misurazioni si considera che il rendimento energetico medio delle macchine operatrici comunemente impiegate in Italia risulti prossimo all'energia convenzionale di riferimento pari al 60%:

$$(N)_{60} \cong N_{SPT}$$

Quando alla correzione che consente di valutare gli effetti della pressione geostatica, si potrà ricorrere alla correlazione proposta da Liao & Whitmann (1986):

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60}$$

$$C_N = (p_a / \sigma'_{vo})^{0.5}$$

9.2 Densità relativa

Si riferisce a quanto indicato da Skempton (1986) per sabbie silicee e non cementate normal consolidate:

$$D_R = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{vo}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

Dove:

D_R = densità relativa	[-]
N_{SPT} = colpi prova SPT	[colpi/30cm]
σ'_{vo} = tensione verticale efficace	[kg/cm ²]
A e B = coefficienti empirici (tabella B.1)	

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini	27.5	27.5
Sabbie grosse	43.3	21.7

Tabella B.1 – Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

9.3 Angolo di attrito

Nota il valore della densità relativa si può risalire al valore dell'angolo di attrito seguendo l'approccio indicato da Bolton (1986) che prevede di stimare il valore dell'angolo a "volume costante" (assenza di dilatanza) in base al grado di uniformità ed alla forma dei grani (figura B.1) e di risalire successivamente al valore dell'angolo di attrito "di picco" (ϕ'_p) facendo riferimento alla pressione di confinamento ed alla densità relativa del deposito (figura B.2):

$$\phi'_p = \phi'_{cv} + (A \cdot I_R)$$

$$I_R = D_R [Q - \ln(p')] - 1$$

Con:

A = 3 o 5 rispettivamente per condizioni di taglio triassiale o piano

Q = 10

p' = pressione media.

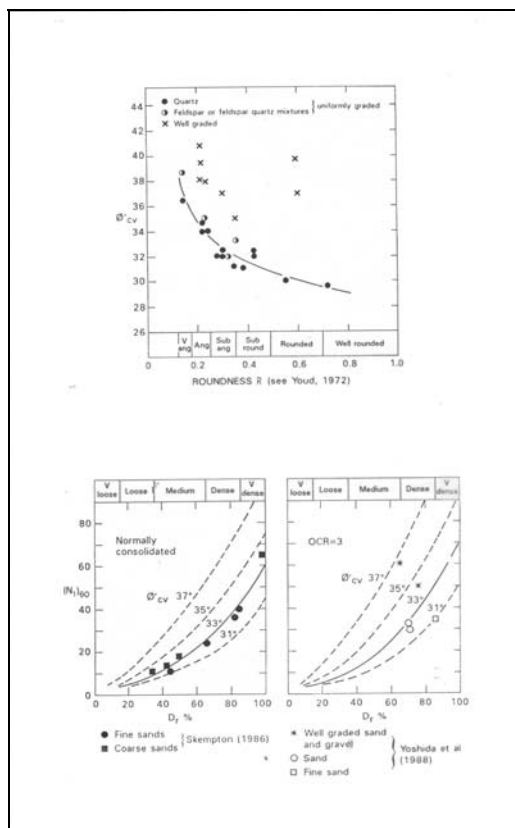


Figura B.1 – Da Bolton (1986)

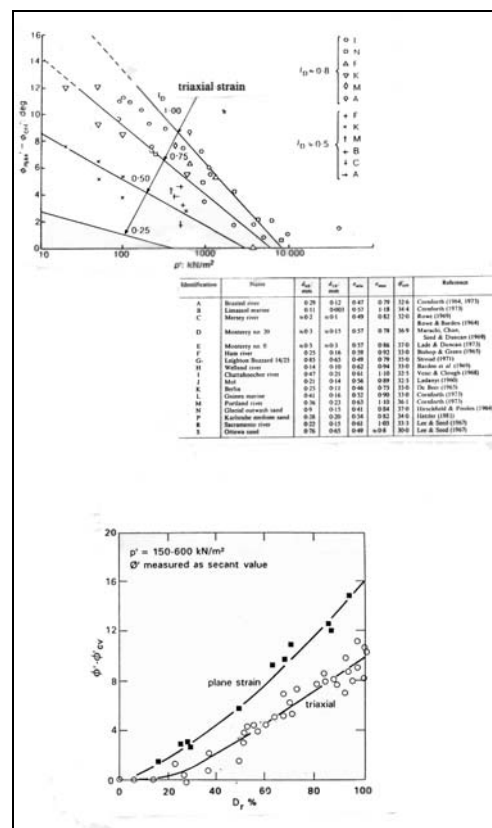


Figura B.2 – Da Bolton (1986)

Si osserva, infine, che, da un punto di vista "operativo" del calcolo è uso fare riferimento ad un valore pari alla media tra l'angolo di attrito "di picco" ed il valore "a volume costante".

Per i terreni ove la matrice limosa (passante al setaccio ASTM n°200) risulta non trascurabile, le citate correlazioni proposte da Bolton (tarate su sabbie pulite) devono essere riviste criticamente alla luce delle indicazioni fornite da An-Bin Huang et al. (1999).

In particolare si deve tenere in conto che:

- ❑ L'angolo di attrito a "volume costante" (ϕ'_{cv}) è comparabile con i minimi valori indicati da Bolton (1986) per sabbie pulite (circa 30°).
- ❑ L'influenza della dilatanza sul valore dell'angolo di attrito di picco (ϕ'_p) è pari al limite inferiore del campo di variazione indicato da Bolton (1986) per sabbie pulite (figura B.3).

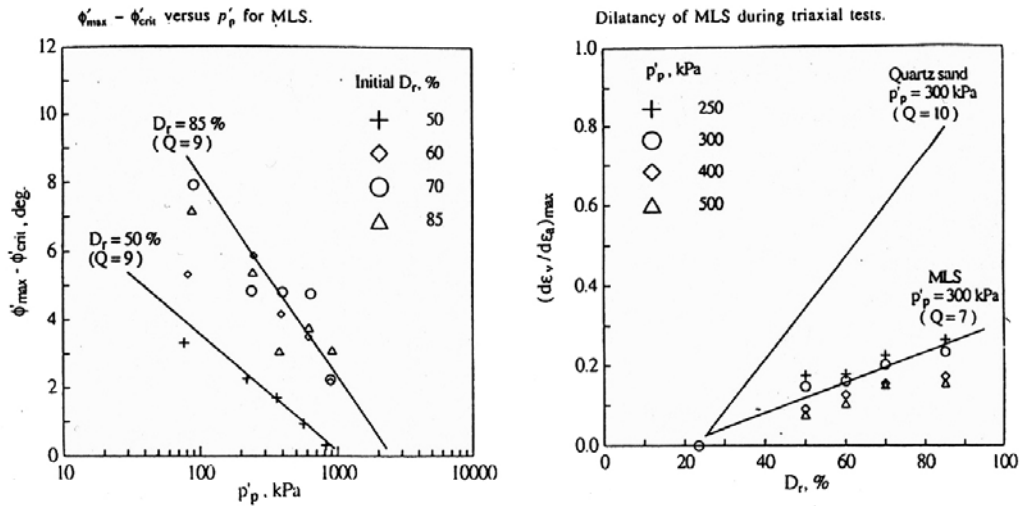


Figura B.3 – Da An-Bin Huang et al. (1999)

9.4 Modulo elastico di Young secante per deformazioni superiori a 0.1%

Si premette che il terreno non si comporta come un mezzo elastico se non per deformazioni molto contenute (<10⁻⁴%). Nell'ambito di analisi di tipo semplificato e' tuttavia prassi comune ricorrere comunque ad un approccio pseudo-elastico pur limitando la validità dei risultati ottenuti ad un predeterminato ambito di deformazioni attese.

Tale circostanza trova buon riscontro nelle correlazioni proposte da Stroud (1988) in base alle quali si può scrivere (per depositi normalmente consolidati):

$$E' / N_{60} = 0.9 \div 2.5$$

dove: E' = modulo elastico drenato secante [MPa]

FS = q_{NETTA} / q_{LIM} = indicatore del livello di mobilitazione

q_{NETTA} = q - q' = pressione netta in fondazione

q = pressione esterna alla quota di imposta

q' = pressione verticale efficace alla quota di imposta

q_{LIM} = capacità portante limite

Si osserva (figura B.4) che tanto più risulta basso il livello di mobilitazione (ovvero tanto più cresce il fattore di sicurezza FS), tanto più aumenta il rapporto E'/N₆₀; in particolare:

per FS=3 → E'/N₆₀ ≅ 0.9

per FS=5÷10 → E'/N₆₀ ≅ 1.1

per FS=10÷20 → E'/N₆₀ ≅ 1.2÷1.5

per FS>20 → E'/N₆₀ ≅ 1.5÷2.5

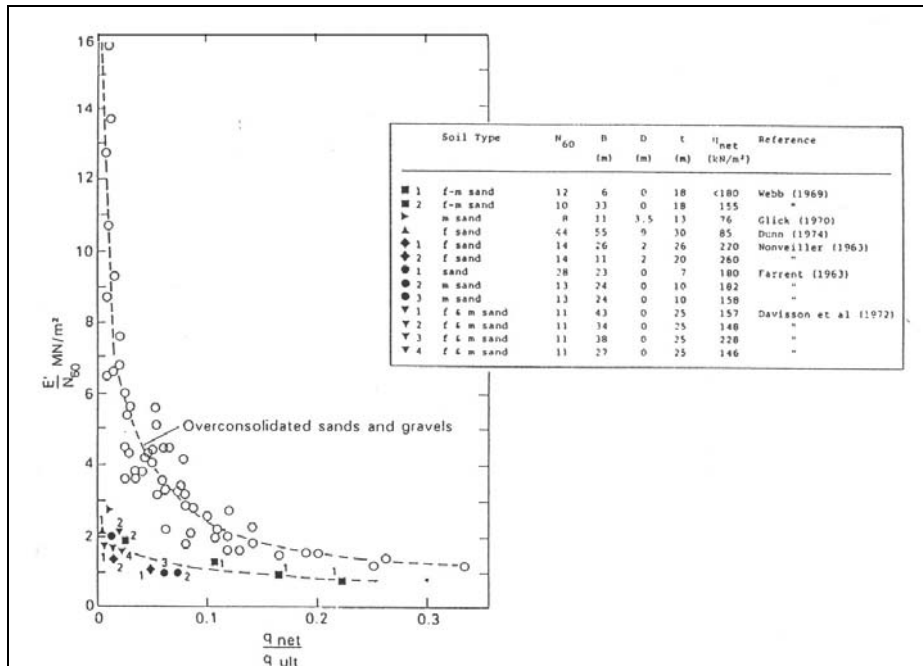


Figura B.4 – Da Stroud (1988)

10 APPENDICE C – CRITERI PER L'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE CPT

I risultati delle prove CPT sono stati impiegati per caratterizzare le formazioni limo-argillose.

10.1 Resistenza al taglio non drenata

Quanto alla resistenza al taglio non drenata (c_u) si può ricorrere alla nota correlazione (AA.VV.):

$$c_u \cong (q_t - \sigma_{v0}) / N_k$$

dove N_k rappresenta un fattore correttivo variabile tra 10 e 18 in funzione dell'indice di rigidità (I_R) e del livello di deformazione (Laifa [1997]) da tararsi sulla base dei risultati delle prove di laboratorio.

10.2 Parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci

Quanto ai parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate (ϕ' e c') si fa riferimento a quanto descritto in Mesri et al.(1993) ed illustrato nella figura C.1.

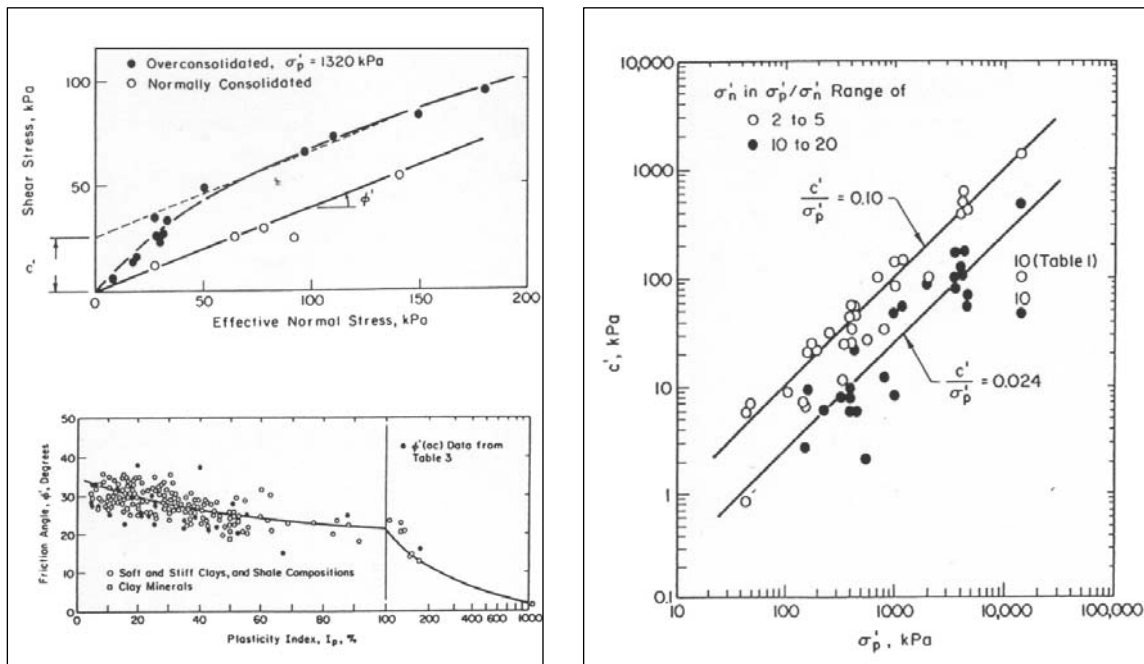


Figura C.1 – Da Mesri et al.(1993)

10.3 Parametri di deformazione a lungo termine (modulo edometrico)

Per definire il valore del modulo edometrico (elastico drenato confinato) si fa riferimento a quanto indicato da Mitchell e Garder (1978) e di seguito sinteticamente riassunto (cfr. tabella C.1):

$$M / q_c = \alpha$$

☐ Argille di bassa plasticità (CL)	☐ $q_c < 0.7\text{MPa}$	☐ $8 > \alpha > 3$
	☐ $2\text{MPa} > q_c > 0.7\text{MPa}$	☐ $5 > \alpha > 2$
	☐ $q_c > 2\text{MPa}$	☐ $5 > \alpha > 2$
☐ Limi di bassa plasticità (ML)	☐ $q_c < 2\text{MPa}$	☐ $3 > \alpha > 1$
	☐ $q_c > 2\text{MPa}$	☐ $6 > \alpha > 3$
☐ Limi e argille di alta plasticità (MH, CH)	☐ $q_c < 2\text{MPa}$	☐ $6 > \alpha > 2$
☐ Limi organici	☐ $q_c < 1.2\text{MPa}$	☐ $8 > \alpha > 2$
☐ Torba e argilla organica	☐ $100 > W_n > 50$	☐ $4 > \alpha > 1.5$
	☐ $200 > W_n > 100$	☐ $1.5 > \alpha > 1.0$
	☐ $W_n > 200$	☐ $1.0 > \alpha > 0.4$

Tabella C.1 – Da Mitchell e Garder (1975)

10.4 Parametri di deformazione a breve termine

Si può fare riferimento alla nota correlazione proposta da Duncan & Buchignani (1976) in base alla quale (figura C.2):

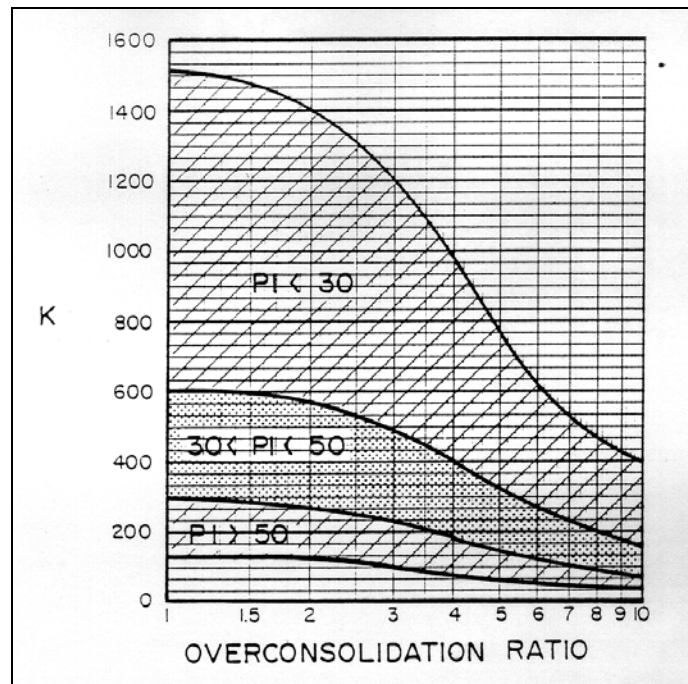


Figura C.2 – Da Duncan & Buchignani (1976)

11 APPENDICE D – PORTATA LIMITE ASSIALE DEI PALI – CRITERI DI CALCOLO

Il carico limite viene del terreno calcolato con metodo analitico come segue:

$$Q_{lim} = Q_{lim-s} + Q_{lim-b} - \Delta W$$

dove:

Q_{lim} = carico limite del palo

Q_{lim-b} = carico limite di base = $\pi \cdot (D^2/4) \cdot q_b$

D = diametro del palo

q_b = carico limite unitario di base

Q_{lim-s} = carico laterale limite = $\pi \cdot D \cdot \sum_i (q_{s-i} \cdot h_i)$

q_{s-i} = attrito laterale limite

h_i = altezza del concio i^{esimo} in cui viene suddiviso il palo

L = lunghezza del palo = $\sum_i (h_i)$

ΔW = differenza tra il peso del palo ed il peso del terreno

11.1 Attrito laterale limite in terreno coesivo

Si ricorre al metodo α (AGI, 1984) in termini di sforzi totali:

$$q_{s-i} = (c_a)_i = \alpha \cdot (c_u)_i \leq 100 \text{kPa}$$

Dove α (tabella D.1) rappresenta coefficiente riduttivo, funzione della coesione non drenata (c_u) come indicato in AGI (1984) per pali trivellati in cls.

c_u (kPa)	α (pali trivellati)	α (pali battuti in cls)
$c_u \leq 25 \text{kPa}$	0.9	1.00
$25 < c_u \leq 50 \text{kPa}$	0.8	0.85
$50 < c_u \leq 75 \text{kPa}$	0.6	0.65
$c_u > 75 \text{kPa}$	0.4	0.50

Tabella D.1 – Coefficiente α (da raccomandazioni AGI)

11.2 Attrito laterale limite in terreno granulare

Si ricorre al metodo inizialmente proposto da Reese e Wright, 1977 (AGI, 1984) in base al quale si può scrivere:

$$q_{s-i} = K \cdot \tan(\delta) \cdot \sigma'_{vo-i} \leq \tau_{lim} = 150 \text{kPa}$$

Per pali trivellati (a elica o tradizionali) il coefficiente K è definito in tabella D.2:

TIPO DI PALO E DI CARICO	K	δ
Compressione pali trivellati a fango	0.7	ϕ
Compressione pali ad elica	0.8	
Trazione pali trivellati	0.5	

Tabella D.2 – Coefficiente K - terreno granulare

Per pali battuti il coefficiente K e l'angolo di attrito (δ) sono di seguito definiti (tabelle D.3 e D.4):

Tipo di palo	K - trazione	K - compressione
Acciaio con fondello	--	0.5÷1.0
Cls prefabbricato conico	1.0÷1.3	1.5÷2.0
Cls prefabbricato	0.6÷1.0	1.0÷1.5
Cls gettato in opera	0.3÷0.6	0.4÷0.9

Tabella D.3 – Coefficiente K - terreno granulare (NAVFAC DM7.2, 1982)

Tipo di palo	δ
Acciaio	20°
Cls prefabbricato	$\frac{3}{4} \phi'$
Cls gettato in opera	ϕ'

Tabella D.4 – Angolo di attrito palo/terreno - terreno granulare (AGI, 1984)

11.3 Portata di base per pali trivellati di grosso diametro

11.3.1 Concetto di "portata critica"

Si premette che nel caso di pali trivellati di grande diametro (oltre 600mm) la portata di base viene definita non in relazione alla rottura del terreno (carico limite) ma in relazione ad un valore convenzionale "critico" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" in genere riferita all'insorgere delle deformazioni plastiche e ad un cedimento della testa del palo dell'ordine di 5÷10% del diametro.

11.3.2 Profondità critica ed effetti dell'immorsamento in uno strato "portante"

I valori della portata di base critica vengono interamente mobilitati solo per immorsamenti superiori ad una profondità critica (D_c) tale per cui risulta (con D si indica il diametro del palo):

Pali in terreno granulare (Jamiolkowski, 1988): $m = D_c / D = 6.0$

Per pali da realizzarsi in terreno granulare e per profondità di immersione inferiori a 6 volte il diametro, la portata critica di base deve essere ridotta come di seguito indicato (Jamiolkowski, 1988):

$$q_{cr}^* = \alpha_E q_{cr}$$

dove:

$$\alpha_E = 0.7 \quad \text{per } z/D < 2$$

$$\alpha_E = 0.8 \quad \text{per } z/D = 2+4$$

$$\alpha_E = 0.9 \quad \text{per } z/D < 4+6$$

$$\alpha_E = 1.0 \quad \text{per } z/D > 6$$

z = immersione nello strato portante

D = diametro del palo

11.3.3 Portata limite di base

Il valore della portata critica di base viene pertanto definito in accordo a quanto inizialmente proposto da *Berezantzev* (1965 e 1970) e successivamente rivisto da TREVI SpA per lo specifico dei pali ad elica:

$$q_{cr} = N_q^* \cdot \sigma'_{vo}$$

dove:

σ'_{vo} = tensione verticale efficace in sito

N_q^* = coefficiente di capacità portante funzione dell'angolo di attrito (figura D.1)

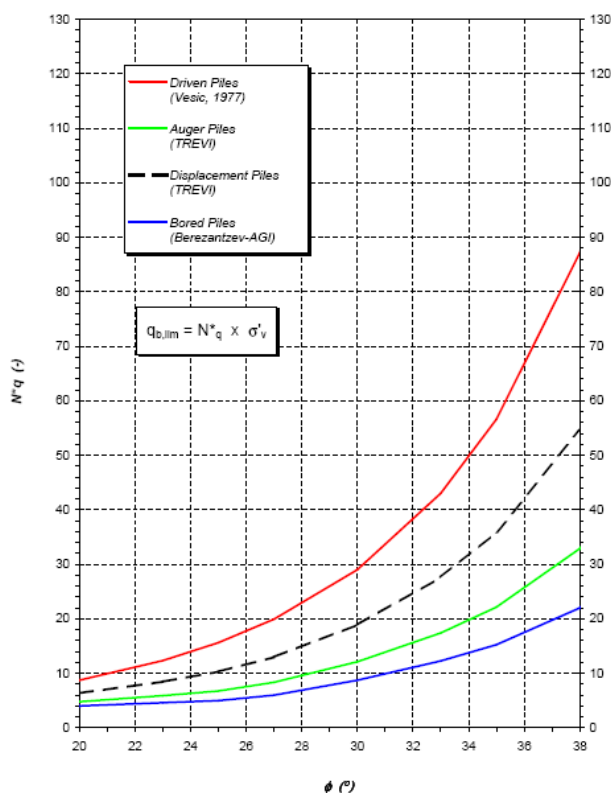


Figura D.1 – Fattore di capacità portante

11.4 Portata di base per pali battuti di piccolo diametro

11.4.1 Profondità critica e effetto dell'immorsamento della base in uno strato portante

I valori della portata di base limite vengono interamente mobilitati solo per immorsamenti (z) superiori ad una profondità "critica" (D_c) pari a (con D si indica il diametro del palo):

$$D_c / D = m$$

Per il valore del parametro m si può fare riferimento alla figura D.2 (Mayerhof, 1976) di cui al seguito (con q_{cri} si indica la resistenza critica di base dello strato i-esimo).

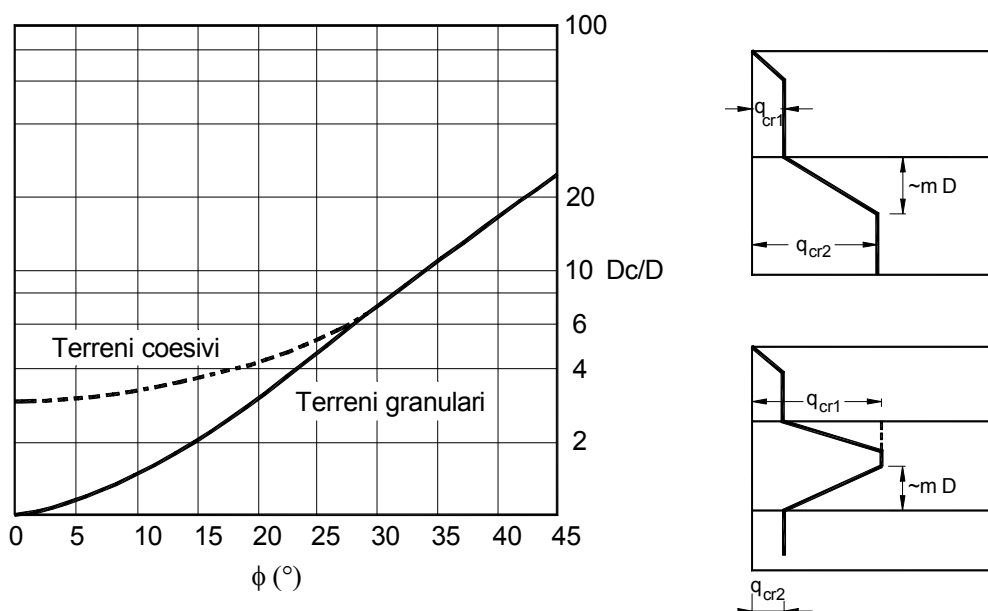


Figura D.2 Portata di base per bruschi salti di resistenza (Mayerhof, 1976)

11.4.2 Portata limite di base in terreno granulare

Il valore della portata limite di base può essere definito in accordo a quanto proposto in NAVFAC DM7.2, 1982:

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{vo}$$

dove:

σ'_{vo} = tensione verticale efficace in sito

N_q = coefficiente di capacità portante funzione dello stato di addensamento (tabella D.5)

ϕ' (°)	N_q
26	10

28	15
30	21
32	29
34	42
36	62
38	86
40	145

Tabella D.5 - Da NAVFAC DM7.2, 1982

12 APPENDICE E – CRITERI DI VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

12.1 Capacità portante di “design”

Si fa riferimento al paragrafo n. 6.4.3.1 e 7.11.5.3.2 delle NTC. La capacità portante del terreno viene calcolata sotto le seguenti ipotesi:

- ✓ Approccio di calcolo: 1
- ✓ Stato limite (SLU): GEO
- ✓ Coefficienti parziali: A_2, M_1, R_2 (vedere tabella E.1)

Si ottiene:

$$R_d = R_k / \gamma_{R2}$$

		<input type="checkbox"/> Pali trivellati	<input type="checkbox"/> Pali ad elica	<input type="checkbox"/> Pali battuti
<input type="checkbox"/> Base	<input type="checkbox"/> γ_b	<input type="checkbox"/> 1.70	<input type="checkbox"/> 1.60	<input type="checkbox"/> 1.45
<input type="checkbox"/> Laterale compressione	<input type="checkbox"/> γ_s	<input type="checkbox"/> 1.45	<input type="checkbox"/> 1.45	<input type="checkbox"/> 1.45
<input type="checkbox"/> Laterale trazione	<input type="checkbox"/> γ_{st}	<input type="checkbox"/> 1.60	<input type="checkbox"/> 1.60	<input type="checkbox"/> 1.60
<input type="checkbox"/> Totale (solo prove di carico)	<input type="checkbox"/> γ_t	<input type="checkbox"/> 1.60	<input type="checkbox"/> 1.55	<input type="checkbox"/> 1.45

Tabella E.1 – Da tabella n.6.4.II NTC

12.1.1 Resistenza caratteristica (R_k) e fattori di correlazione (ξ)

Nel caso i pali vengano progettati sulla base di metodi analitici (relazioni empiriche con prove in sito), la resistenza caratteristica viene definita a partire dai valori di resistenza calcolati ($R_{c,cal}$) applicando i seguenti coefficienti di correlazione:

$$R_k = Min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \text{ (tabella E.2)}$$

□	□ N° VERTICALI INDAGATE						
	□ 1	□ 2	□ 3	□ 4	□ 5	□ 7	□ > 10
□ ξ 3	□ 1 .70	□ 1 .65	□ 1 .60	□ 1 .55	□ 1 .50	□ 1 .45	□ 1 .40
□ ξ 4	□ 1 .70	□ 1 .55	□ 1 .48	□ 1 .42	□ 1 .34	□ 1 .28	□ 1 .21

Tabella E.2 – fattori di correlazione per approccio analitico (tabella 6.4.IV NTC)

La resistenza calcolata ($R_{c,cal}$) va definita tenendo conto di coefficienti parziali sui materiali (γ_M) unitari relativi alla combinazione M1

12.2 Tensione convenzionale nel calcestrutto

La portata di design deve comunque essere limitata ad un valore corrispondente alla “tensione convenzionale” di compressione nel calcestruzzo e assunto pari a:

Pali trivellati a fango: $\sigma_{d-max} = 5.0N/mm^2$

Pali trivellati a elica: $\sigma_{d-max} = 5.5N/mm^2$

12.3 Verifica di capacità portante e azione di calcolo (N_d)

Il valore della resistenza precedentemente definito deve essere confrontato con l'azione di calcolo valutata sulla base dei coefficienti parziali di cui alla combinazione A2 (tabella E.3).

Si verifica pertanto che valga (con ovvio significato dei simboli):

$$N_d \leq R_d = R_k / \gamma_{R2}$$

☐ VERIFICA	☐ γ_F		
	☐ Permanenti sfavorevoli		☐ Accidentali sfavorevoli
	☐ Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	☐ Permanenti non definiti	
☐ STATICA	☐ 1.0	☐ 1.3	☐ 1.3 ⁽²⁾
☐ SISMA_SLV	☐ 1.0 ⁽¹⁾	☐ 1.0 ⁽¹⁾	☐ 1.0 ⁽¹⁾⁽²⁾
☐ ⁽¹⁾ – da paragrafo n.7.11.1 NTC ☐ ⁽²⁾ – considerare fattori di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3 NTC			

Tabella E.3 - Coefficienti parziali combinazione A2

13 APPENDICE F – ANALISI DELLE PALIFICATE – METODO DI CALCOLO

L'analisi delle palificate dovrà essere svolta con l'ausilio di codici di calcolo in grado di modellare l'interazione tra il plinto ed i pali di fondazione in campo non lineare, tenendo conto, mediante opportuni accorgimenti, anche degli "effetti gruppo" sia in direzione orizzontale che in direzione verticale.

13.1 Reazione del terreno nei confronti dei carichi orizzontali

Il terreno sarà caratterizzato per mezzo di molle non lineari che correlano direttamente la pressione normale esercitata lungo il fusto del palo (p) con il relativo spostamento (y).

13.2 Reazione del terreno nei confronti dei carichi verticali

Viste le caratteristiche del terreno di fondazione in corrispondenza della base dei pali (ghiaia molto addensata) si può trascurare l'effetto di redistribuzione del carico dovuto al cedimento dei pali.

13.3 Effetto gruppo in direzione orizzontale

L'effetto gruppo potrà essere messo in conto seguendo l'approccio di Reese et al. basato su risultati di natura sperimentale in accordo a Prakash (1962), Cox (1984), Wang (1986) e Lieng (1988).

Le interazioni orizzontali fra i pali sono essenzialmente di due tipi:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione ortogonale alla fila

13.3.1 Interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila

Nel caso dell'interazione tra pali adiacenti il fattore di riduzione (β_a) espresso in funzione del rapporto s/b (s =interasse dei pali, b =diametro del palo) è illustrato in figura F.1.

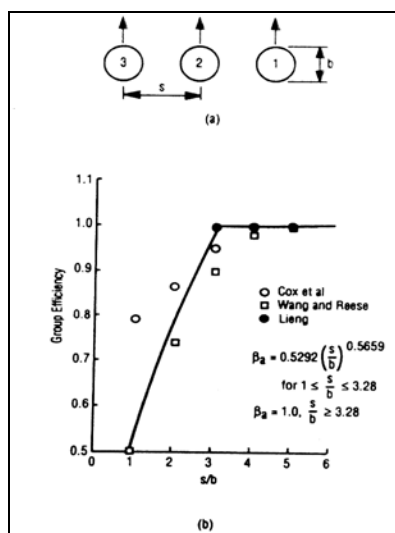


Figura F.1 – Fattore di riduzione per pali affiancati

13.3.2 Interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila

Il fenomeno di interazione in direzione del carico è più complesso di quello nella direzione trasversale. Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali.

Numerosi autori indicano fattori di riduzione (β_b) distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico. I fattori di riduzione per pali frontali e retrostanti sono indicati nelle figure F.2 e F.3 di cui al seguito.

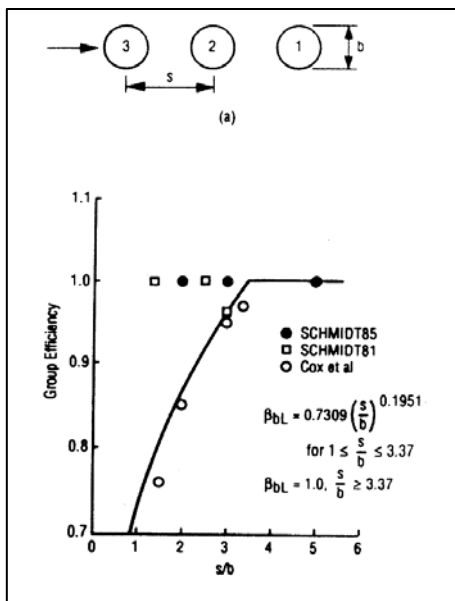


Figura F.2 – Pali frontali

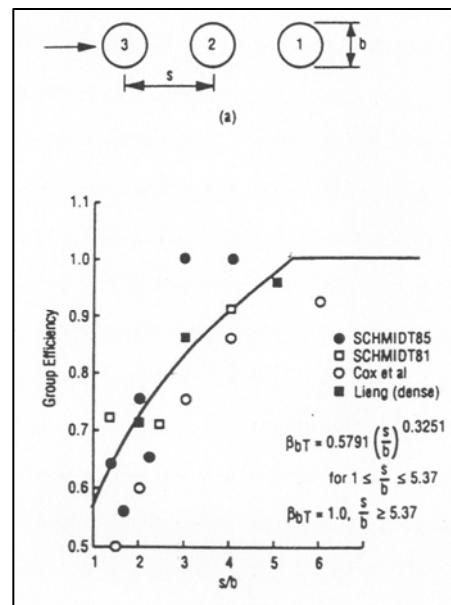


Figura F.3 - Pali retrostanti

13.3.3 Interazione tra pali in diagonale

I fattori (β_a e β_b) così determinati possono essere combinati per tenere conto degli effetti su pali disposti diagonalmente semplicemente applicando la formula di cui sotto:

$$\beta_s = (\beta_b^2 \cos^2 \Phi + \beta_a^2 \sin^2 \Phi)^{1/2}$$

Dove Φ indica l'angolo della congiungente tra i pali

13.3.4 Fattore di riduzione complessivo

Il fattore di riduzione complessivo viene calcolato come sommatoria di tutti i singoli fattori:

$$\beta_{si} = \prod_{i=1, n}^{j \neq i} \beta_{sij}$$

Dove n indica il numero di pali della palificata.

13.3.5 Efficienza della palificata

Noti i coefficienti riduttivi di tutti i pali si può calcolare l'efficienza della palificata (η) come:

$$\Sigma(\beta_{si}) / n^{\circ} \text{ di pali}$$

13.4 Effetto gruppo in direzione verticale

Viste le caratteristiche del terreno di fondazione in corrispondenza della base dei pali (ghiaia molto addensata) si può trascurare l'effetto gruppo in direzione assiale.

14 APPENDICE G – METODO DI BROOMS PER VERIFICA PORTATA ORIZZONTALE

Il carico limite del terreno circostante un palo isolato soggetto ad un'azione di taglio (H) può essere calcolato in accordo con il metodo di Broms (1965) di cui alle raccomandazioni AGI (1984). Tale metodo si basa sull'assunzione (semplificata) che la pressione limite del terreno valga:

Terreno coesivo: $P_u \text{ [kN/m]} = 9 \cdot c_u \cdot D$ $P_u = 0$ per $L/D \leq 1.5$
 Terreno granulare: $P_u \text{ [kN/m]} = 3 \cdot K_p \cdot \sigma'_{vo}$ con $K_p = 1 + \sin(\phi) / 1 - \sin(\phi)$

In questo caso il valore dell'azione di taglio (H) che porta a rottura il palo dipende dal vincolo in testa e dalla lunghezza del palo stesso come illustrato in figura F.1 (da AGI, 1984).

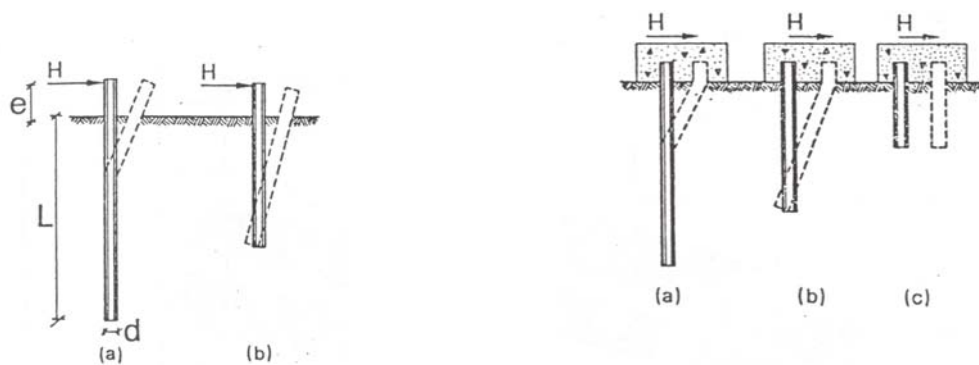


Fig. 13 - MECCANISMI DI ROTTURA PER PALI SOLLECITATI LATERALMENTE CON ROTAZIONE LIBERA IN TESTA (BROMS, 1965)

Fig. 14 - MECCANISMI DI ROTTURA PER PALI SOLLECITATI LATERALMENTE IN TESTA (BROMS, 1965)

Figura G.1 - Meccanismi di rottura per pali caricati lateralmente

Definito il tipo di terreno (coesivo o granulare), il vincolo in testa (incastro) ed il meccanismo di rottura più probabile (figura G.1 – tipo a), è possibile calcolare il valore del taglio che porta a rottura il palo ($H=H_{ult}$) sulla base dei grafici di cui alla figura seguente (da AGI, 1984) e/o della seguente espressione analitica (con ovvio significato dei simboli).

$$\frac{M_p}{c_u \cdot d^3} = \frac{H}{c_u \cdot d^2} \cdot \left[0.75 + \frac{H}{36 \cdot c_u \cdot d^2} \right]$$

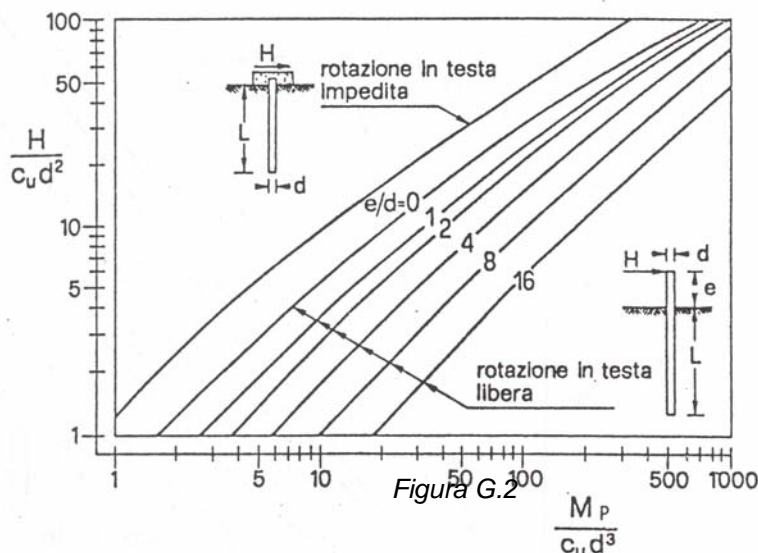


Figura G.2

15 APPENDICE H – VERIFICA PORTATA ORIZZONTALE DEI PALI

15.1 Capacità portante laterale di “design”

Si fa riferimento al paragrafo n. 6.4.3.1.2 e 7.11.5.3.2 delle NTC. La capacità portante laterale del palo viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- ✓ Approccio di calcolo: 2
- ✓ Stato limite (SLU): GEO
- ✓ Coefficienti parziali: A_1, M_1, R_3

Si ottiene:

$$R_d = R_{tr,k} / \gamma_{R3}$$

Dove:

R_d = Reazione orizzontale di design

$R_{tr,k}$ = resistenza limite caratteristica del terreno a carichi trasversali

γ_{R3} = coefficiente globale sulla resistenza = 1.3 (vedere tabella NTC 6.4.IV)

15.1.1 Resistenza caratteristica del terreno ($R_{tr,k}$) e fattori di correlazione (ξ)

La resistenza caratteristica viene definita a partire dai valori di resistenza calcolati ($R_{tr,cal}$) applicando i seguenti coefficienti di correlazione:

$$R_k = Min \left\{ \frac{(R_{tr,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{tr,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \text{ (tabella H.1)}$$

<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> N° VERTICALI INDAGATE						
	<input type="checkbox"/> 1	<input type="checkbox"/> 2	<input type="checkbox"/> 3	<input type="checkbox"/> 4	<input type="checkbox"/> 5	<input type="checkbox"/> 7	<input type="checkbox"/> > 10
<input type="checkbox"/> ξ_3	<input type="checkbox"/> 1 .70	<input type="checkbox"/> 1 .65	<input type="checkbox"/> 1 .60	<input type="checkbox"/> 1 .55	<input type="checkbox"/> 1 .50	<input type="checkbox"/> 1 .45	<input type="checkbox"/> 1 .40
<input type="checkbox"/> ξ_4	<input type="checkbox"/> 1 .70	<input type="checkbox"/> 1 .55	<input type="checkbox"/> 1 .48	<input type="checkbox"/> 1 .42	<input type="checkbox"/> 1 .34	<input type="checkbox"/> 1 .28	<input type="checkbox"/> 1 .21

Tabella H.1 – fattori di correlazione per approccio analitico (tabella 6.4.IV NTC)

La resistenza calcolata ($R_{tr,cal}$) va definita tenendo conto di coefficienti parziali sui materiali (γ_M) unitari relativi alla combinazione M1

15.2 Verifica di portata orizzontale e azione orizzontale di calcolo (H_d)

Il valore della resistenza precedentemente definito deve essere confrontato con l'azione di calcolo valutata sulla base dei coefficienti parziali di cui alla combinazione A1 (tabella H.2).

<input type="checkbox"/> VERIFICA	<input type="checkbox"/> γ_F		
	<input type="checkbox"/> Permanenti sfavorevoli		<input type="checkbox"/> Accidentali sfavorevoli
	<input type="checkbox"/> Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	<input type="checkbox"/> Permanenti non definiti	
<input type="checkbox"/> STATICA	<input type="checkbox"/> 1.3	<input type="checkbox"/> 1.5	<input type="checkbox"/> 1.5 ⁽²⁾
<input type="checkbox"/> SISMA_SLV	<input type="checkbox"/> 1.0 ⁽¹⁾	<input type="checkbox"/> 1.0 ⁽¹⁾	<input type="checkbox"/> 1.0 ⁽¹⁾⁽²⁾
<input type="checkbox"/> ⁽¹⁾ – da paragrafo n.7.11.1 NTC <input type="checkbox"/> ⁽²⁾ – considerare fattori di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3 NTC			

Tabella H.2- Coefficienti parziali sui carichi (A1)

Si verifica pertanto che valga (con ovvio significato dei simboli):

$$H_d \leq R_d = R_{tr,k} / \gamma_{R3}$$

Comune di Lodi

POLO DELL'UNIVERSITÀ
E DELLA RICERCA A LODI

Nuovi edifici della Facoltà di Medicina
Veterinaria e della Facoltà di Agraria

Oggetto

Progetto preliminare

Relazione di indagine sismica

Documento n.

D007

Data

Scala

20.11.2009

-

INDICE

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	3
1 GENERALITÀ	4
1.1 Oggetto e scopo	4
1.2 Quadro normativo di riferimento	4
1.3 Ubicazione del sito in studio	5
1.4 Classificazione dell'opera e vita attesa	5
1.5 Riferimenti altimetrici	6
2 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO DEL SITO	7
2.1 Inquadramento stratigrafico locale	7
2.2 Livello della falda	7
3 STORIA SISMICA DEL SITO	8
3.1 Storia sismica su ampia scala	8
3.2 Risentimenti sismici a Lodi	9
4 RISCHIO SISMICO	13
5 PERICOLOSITÀ SISMICA	15
5.1 Premessa	15
5.2 Intensità macrosismica	16
5.3 Magnitudo da momento	17
5.4 Accelerazione massima su suolo roccioso (PGA)	18
5.5 Indici di scuotimento sismico su suolo roccioso	21
6 RISENTIMENTO IN SUPERFICIE	22
6.1 Amplificazione dovuta alla stratigrafia locale	22
6.2 Amplificazione dovuta alla topografia del sito	26
6.3 Accelerazione massima al sito	27
7 CONSIDERAZIONI SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	28
8 LINEE GUIDA SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI CON SISMA	29
8.1 Generalità sul metodo degli Stati Limite in geotecnica	29
8.2 Verifiche sismiche delle fondazioni superficiali	32
8.3 Verifiche sismiche delle fondazioni su pali	33

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

CPTI (1999) *"Catalogo parametrico dei terremoti italiani"* Sito internet: emidius.mi.ingv.it/CPTI.

DBMI (2004) *"Database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani"* Sito internet: emidius.mi.ingv.it/DBMI04.

"Massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani" – D. Molin (SSN), M. Stucchi (GNNDT) e G. Valensise (INGV) - 1996

Idriss & Boulanger *"Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes"* 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake engineering (ISCDEE) January, 2004.

Monachesi G. e M. Stucchi (1997). *"DOM4.1, un database di osservazioni macrosismiche di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno"* Gruppo Nazionale Difesa Terremoti. Sito internet: emidius.mi.ingv.it/DOM4.1

Sabetta F. e A. Pugliese (1996), *"Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions"*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 86, pp. 337-352

Seed H., Alba P. (1986) *"Use of SPT and CPT tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands"* Proc. of in Situ 1986 - Virginia Tech. - Blacksburg - Virginia - Geotechnical Special Publication n.6, ASCE, pp. 281-302

1 GENERALITÀ

1.1 Oggetto e scopo

La presente relazione di “*inquadramento sismico*” dell’area ubicata in località “*cascina S.Eugenia*” a ovest dell’abitato di Lodi (LO) ove è prevista l’espansione del *Parco Tecnologico Padano* è stata redatta in accordo con quanto prescritto dalla normativa vigente di cui al paragrafo n.1.2.

Vengono in particolare analizzati i seguenti aspetti:

- Analisi della storia sismica dell’area e degli eventi risentiti al sito.
- Analisi del “rischio” sismico del sito.
- Definizione dei parametri di pericolosità sismica.
- Analisi della risposta sismica locale e del risentimento in superficie
- Analisi del potenziale di liquefazione.
- Definizione dei criteri per le verifiche geotecniche delle fondazioni in condizioni sismiche.

1.2 Quadro normativo di riferimento

Le considerazioni di cui alla presente sono state redatte in accordo alla normativa vigente:

- D.M. 14/01/2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*” - GU n°29 del 4/2/2008
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “*Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”*” - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.
- Delibera della Giunta Regionale della Lombardia n. 14964 del 7/11/2003 “*Disposizioni preliminari per l’attuazione dell’ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003 ‘Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica’*”.
- Decreto Giunta Regionale della Lombardia 19904 del 21/11/2003 “*Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all’art.2, commi 3 e 4 dell’Ordinanza PCM n.3274 del 20 Marzo 2003 in attuazione della DGR 14964 del 7/11/2003*”
- Circolare Giunta Regionale Regione Lombardia – Prevenzione e protezione civile – “*DM 14 settembre 2005 Norme tecniche per le costruzioni – Gazzetta ufficiale n.222 del 23 settembre 2005 – supplemento ordinario n.159 – Comuni di nuova classificazione sismica: applicazione art.104 del DPR380/2001*” Prot. 11.2005.11368 del 5/12/2005

Per gli aspetti non trattati si è, inoltre, fatto riferimento alla normativa europea:

- UNI EN 1998-1:2005 “*Eurocode 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*”.
- UNI-EN 1998-5:2005 “*Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnic*”

1.3 Ubicazione del sito in studio

L'area oggetto di studio (figura n.1.1) è individuata dalle seguenti coordinate geografiche:

Lat. 45°305

Long. 9°472

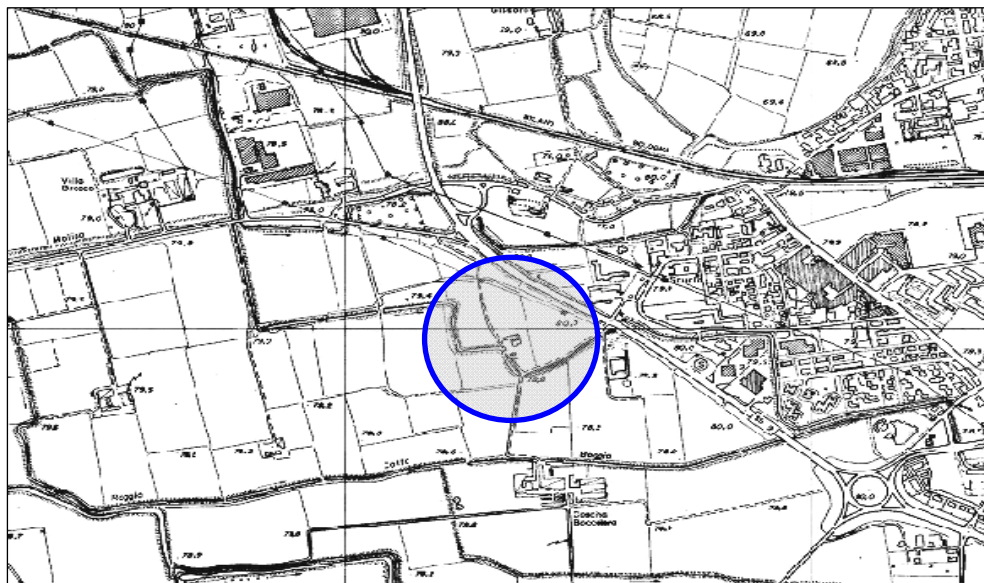


Figura n.1.1 – Inquadramento territoriale dell'area (estratto CTR 1:10'000)

1.4 Classificazione dell'opera e vita attesa

Le strutture di futura edificazione possono essere classificate come opere di importanza normale (tipo 2 di cui alla tabella n.1.1) cui corrisponde il seguente valore di vita nominale pari a:

$$V_N \geq 50 \text{anni}$$

<input type="checkbox"/> Opera	<input type="checkbox"/> Tipo	<input type="checkbox"/> V_N (anni)
<input type="checkbox"/> Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	<input type="checkbox"/> 1	<input type="checkbox"/> \leq 10
<input type="checkbox"/> Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.	<input type="checkbox"/> 2	<input type="checkbox"/> \geq 50
<input type="checkbox"/> Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	<input type="checkbox"/> 3	<input type="checkbox"/> \geq 100

Tabella n.1.1 – Tipo e vita nominale dell'opera (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.1)

In relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma le l'opera (cfr. tabella n.2.4.II – NTC) può essere classificata in classe d'uso III cui viene associato un coefficiente d'uso (C_U) pari a 1.5 (cfr. tabella n.1.2).

<input type="checkbox"/> Classe d'uso	<input type="checkbox"/> I	<input type="checkbox"/> II	<input type="checkbox"/> III	<input type="checkbox"/> IV
<input type="checkbox"/> Coefficiente C_U	<input type="checkbox"/> 0.7	<input type="checkbox"/> 1.0	<input type="checkbox"/> 1.5	<input type="checkbox"/> 2.0

Tabella n.1.2 – Classi e coefficienti d'uso (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.II)

Il **periodo di riferimento (V_R)** dell'evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale (V_N) ed il coefficiente d'uso (C_N) ottenendo:

$$V_R = 50\text{anni} \times 1.5 = 75\text{anni}$$

1.5 Riferimenti altimetrici

Il sito (ad oggi destinato ad uso agricolo) si presenta pressoché pianeggiante ad una quota assoluta prossima a circa 79m s.l.m. Nel seguito (salvo diversa indicazione) le profondità sono da riferirsi al p.c. locale attuale dal quale sono state eseguite le indagini.

2 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO DEL SITO

2.1 Inquadramento stratigrafico locale

La stratigrafia del sito è stata definita sulla base dei risultati delle seguenti 4 campagne di indagine (per i dettagli si rimanda alla “*relazione geotecnica*” nonché agli specifici rapporti di indagine che costituiscono parte integrante della presente relazione):

- ✓ Indagine TEKNOS 2007 (Nuovi ampliamenti – Dipartimenti “Veterinaria” e “Agraria”)
- ✓ Indagine TEKNOS 2002 (loc. Cascina Codazza – Centro per lo sviluppo Agroalimentare)
- ✓ Indagine ECOTER 2001 (Centro zootecnico)
- ✓ Indagine CELOTTI 1999 (Ospedale Veterinario)

Sulla base dei dati a disposizione (e con particolare riguardo per quanto emerso nel corso delle indagini TEKNOS del 2007 eseguite nell’area dei nuovi ampliamenti) è possibile definire la successione stratigrafica di cui al seguito:

- Da 0m a circa 6m da p.c. locale: **limo e argilla**. Si tratta di alternanze di argilla e limo sabbioso con livelli decimetrici di sabbia fine e livelli centimetrici torbosi – Colore marrone/grigio
- Da 6m a 15m da p.c. locale: **sabbia fine limosa** si tratta di sabbia fine limosa a tratti torbosa di colore grigio da poco a mediamente addensata.
- Da 15m a 30m da p.c. locale: **ghiaia e sabbia di base**. Si tratta di sabbia e ghiaia eterometrica poligenica ben addensata da subangolosa a subarrotondata. Oltre i 24m di profondità si osserva un aumento della frazione sabbiosa e la presenza (tra 27 e 28m) di un livello limo-torboso.

2.2 Livello della falda

I rilievi piezometrici eseguiti nell’ambito della campagna di indagine del giugno 2007 hanno messo in evidenza un valore di soggiacenza della falda pari a circa 4.0m da p.c. locale.

Tale dato risulta essere in buon accordo con le carte di soggiacenza di cui al Piano Cave della provincia di Lodi (1:50'000 – gennaio 2003) da cui si deduce che il sito è ubicato nella zona di passaggio tra soggiacenza superiore a 5m e soggiacenza compresa tra 2.5 e 5.0m

3 STORIA SISMICA DEL SITO

La storia sismica del comune di Lodi (LO) è stata analizzata con riferimento alle raccolte di dati macrosismici pubblicate a cura dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ed in particolare:

1. *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI99)*
2. *Database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani (DBMI04)*

3.1 Storia sismica su ampia scala

Si riporta di seguito un estratto del catalogo parametrico che contiene gli eventi con magnitudo da momento (indicata con il simbolo M_m) superiore a 3.0 e con epicentro contenuto in un'area circolare definita con centro nel sito in studio e raggio pari a 60km.

Si osserva che, a fronte di valori di magnitudo generalmente medio-bassi (valore massimo pari a 5.4, terremoto Valle dell'Oglio, 1802) i valori di intensità epicentrale (I_0) risultano pari o superiori al valore di soglia definito per il limite di danno ($I_0 = 6$) con picchi massimi pari a 8 ciò che indica una elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio interessato dagli eventi.

Interrogazione effettuata sui seguenti parametri:
Area circolare con centro C (45.314, 9.501) e raggio r 60 km
Ma (x100) da 300 a 750
Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani

N	Tr	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Rt	Np	Imx	Io	Tl	Lat	Lon	TL	Me	De	Mm	Dm	Tm	Ms	Ts	Ma	Da	Ncft	Nnt
59	DI	1276	07	28	18	30		Italia settent.	CFTI	10	55	60	M	45.080	9.550	A	483	21	430	39	M			471	18	119	516
74	DI	1303	03	22	23			PIACENZA	DOM	1	55	55		45.052	9.693	A			400	20	M			400	20		517
113	DI	1383	07	24	20			PARMA	DOM	7	55	55		45.058	9.915	A			400	20	M			400	20		597
121	DI	1396	11	26				Monza	CFTI	2	75	75		45.580	9.270	A			510	45	M			510	45	168	281
221	DI	1522	10	05	08			CREMONA	DOM	7	55	55		45.136	10.024	A			400	20	M			400	20		2011
271	CP	1576	09	26	06			BERGAMO	POS85			60		45.667	9.667				430	39	M			430	39		282
284	DI	1593	03	08				BERGAMO	DOM	1	65	65		45.694	9.670	A			460	49	M			460	49		283
302	DI	1606	08	22				BERGAMO	DOM	1	65	65		45.694	9.670	A			460	49	M			460	49		284
346	DI	1642	06	13	22			BERGAMO	DOM	1	65	65		45.694	9.670	A			460	49	M			460	49		285
583	CP	1771	08	15				SARNICO	POS85			60		45.667	10.000				430	39	M			430	39		287
620	DI	1781	09	10				CARAVAGGIO	DOM	1	65	65		45.497	9.644	A			460	49	M			460	49		288
647	DI	1786	04	07				PIACENZA	DOM	8	70	65		45.298	9.595	A	515	29	460	49	M			501	24		522
694	DI	1802	05	12	09	30		Valle dell'Oglio	CFTI	66	85	80		45.420	9.850	A	559	15	540	28	M			554	13	355	289
780	DI	1829	09	06	19	30		CREMONA	DOM	2	65	65		45.136	10.024	A			460	49	M			460	49		2034
827	CP	1839	08	09	08	45		BAGNOLO MELLA	POS85			60		45.500	10.167				430	39	M			430	39		259
1099	DI	1884	09	12				PONTOGLIO	DOM	24	60	60		45.570	9.856	A			430	39	M			430	39		291
1103	DI	1885	02	26	20	48		SCANDIANO	DOM	78	60	60		45.208	10.169	A	500	17	430	39	M			488	15		622
1131	CP	1887	05	20	04	12		OGGIONO	POS85			55		45.833	9.400				400	20	M			400	20		301
1523	CP	1910	01	23	01	50		PONTE DELL'OLIO	POS85			55		44.900	9.633				400	20	M			400	20		525
1664	CP	1918	01	13	12			LODI	POS85			45		45.333	9.500				347	35	M	490	28	O	434	21	2086
1672	DI	1918	04	24	14	21		LECCESE	DOM	34	60	60		45.778	9.631	A			430	39	M	470	12	O	466	11	293
2054	DI	1951	05	15	22	54		LODIGIANO	DOM	126	60	65		45.254	9.550	A	500	20	460	49	M	490	14	O	491	11	2113
2169	CP	1961	11	23	01	12	05	CAPRINO BERGAMASCO	POS85			60		45.717	9.567				430	39	M			430	39		298
2396	CP	1979	02	09	14	44		TREZZO SULL'ADDA	NT					45.617	9.467							460	27	C	460	27	299

Catalogo CPTI99 – Legenda

N	numero d'ordine
Tr	tipo di record (indica se esistono dati di base)
Anno	tempo origine: anno
Me	mese
Gi	giorno
Or	ora
Mi	minuto
Se	secondo
AE	denominazione dell'area dei massimi effetti
Rt	codice bibliografico dell'elaborato di riferimento
Np	numero dei punti di intensità
Imx	intensità massima (scala MCS)
Io	intensità epicentrale (scala MCS)
Tl	codice di determinazione Io

Lat	localizzazione epicentrale:	latitudine in gradi e decimali
Lon	longitudine in gradi e decimali	
TL	codice di localizzazione	
Me	magnitudo equivalente	
De	errore associato alla stima di Me	
Mm	magnitudo macrosismica	
Dm	errore associato alla stima di Mm	
Tm	codice di determinazione di Mm	
Ms	magnitudo strumentale	
Ds	errore associato alla stima di Ms	
Ts	codice di determinazione di Ms	
Ma	magnitudo media pesata	
Da	errore associato alla stima di Ma	
Ncft	codice di aggancio: numero progressivo dei record nel catalogo CFTI 2	
Nnt	codice di aggancio: numero d'ordine dei record nel catalogo NT4.1.1	

3.2 Risentimenti sismici a Lodi

In tabella n.3.1 di cui al seguito è riassunto l'elenco degli eventi sismici risentiti al sito con intensità macrosismica (I_s) pari almeno a 3 così come riportati nel citato database DBMI04.

Si osserva che storicamente il valore di intensità macrosismica al sito ha raggiunto più volte la soglia del danno ($I_s > 6$) in occasione di eventi con intensità epicentrale (I_0) variabili tra 6 e 10 e valori di magnitudo momento variabili tra 5.0 e 6.5.

Tabella n.3.1 – Storia sismica del comune di Lodi (estratto database DBMI04)

Effetti	In occasione del terremoto:								
	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	I_0	Mw
NC	1117	01	03	13			Veronese	9-10	6.49
NC	1197						Brescia	6-7	5.03
6	1222	12	25	11			Basso bresciano	8-9	6.05
F	1276	07	28	18	30		Italia settent.	6	5.11
NC	1346	02	22	11			Ferrara	7-8	5.81
4-5	1348	01	25				CARNIA	9-10	6.66
F	1383	07	24	20			PARMA	5-6	4.63
5	1511	03	26	14	40		Slovenia	9	6.51
5-6	1695	02	25	05	30		Asolano	9-10	6.61
4-5	1741	04	24	09	20		FABRIANESE	9	6.08
6	1802	05	12	09	30		Valle dell'Oglio	8	5.67
4	1873	03	12	20	04		Marche meridionali	8	5.88
4	1873	06	29	03	58		Bellunese	9-10	6.33
3	1884	09	12				PONTOGLIO	6	4.83
4-5	1887	02	23	05	21	50	Liguria occidentale	9	6.29
4-5	1891	06	07	01	06	14	Valle d'Illasi	8-9	5.71
6	1894	11	27				FRANCIACORTA	6-7	4.95
5	1901	10	30	14	49	58	Salo'	8	5.67
NF	1907	04	25	04	52		BOVOLONE	6	4.94
3	1909	01	13	45			BASSA PADANA	6-7	5.53
NF	1913	11	25	20	55		VAL DI TARO	5	4.85
NF	1913	12	07	01	28		NOVI LIGURE	5	4.72

4	1914 10 27 09 22	GARFAGNANA	7	5.79
3	1918 04 24 14 21	LECCESE	6	5.07
3-4	1920 09 07 05 55 40	Garfagnana	9-10	6.48
3	1936 10 18 03 10	BOSCO CANSIGLIO	9	5.90
2	1960 03 23 23 08 49	Vallese	6-7	5.36
4	1972 10 25 21 56	PASSO CISA	5	4.95
F	1976 05 06 20	FRIULI	9-10	6.43
4	1983 11 09 16 29 52	Parmense	6-7	5.10

Catalogo DBMI04 – Legenda

Is	intensità al sito (scala MCS)
Anno	tempo origine: anno
Me	mese
Gi	giorno
Or	ora
Mi	minuto
Se	secondo
AE	denominazione dell'area dei massimi effetti
Io	intensità epicentrale (scala MCS)
Mw	magnitudo momento
Rt	codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (compatto)
Rt1	codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (esplicitato)
F	terremoto avvertito, presumibile assenza di danni ($I_s < 6$)
NF	non avvertito, equiparabile a $I_s = 1$
NC	non classificato in termini di intensità

Nella figura n.3.1 di cui al seguito è illustrata la successione temporale degli eventi sismici risentiti al sito con intensità superiore a 4.5 (cfr. tabella n.3.1).

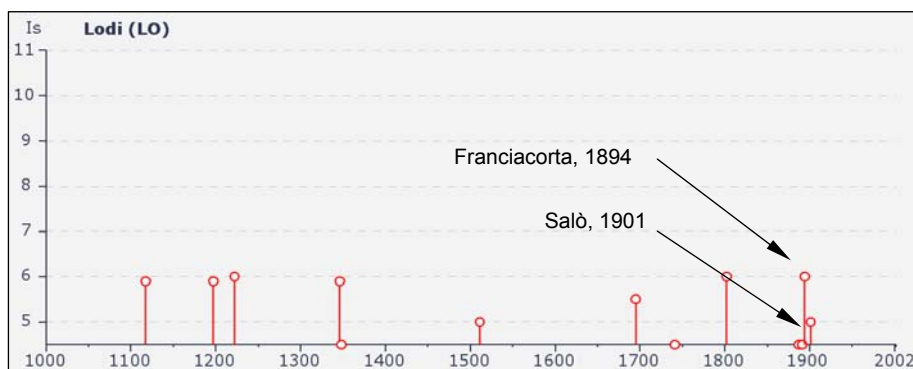


Figura n.3.1 – Storia sismica del comune di Lodi (estratto database DBMI04)

Si segnalano in particolare gli eventi del 1894 (area epicentrale Franciacorta, $I_s = 6$) e del 1983 (area epicentrale Parmense, $I_s = 4$), dei quali è stata illustrata (figure n.3.2 e 3.3) la distribuzione dei risentimenti al sito (con un quadrato nero è indicato l'epicentro).

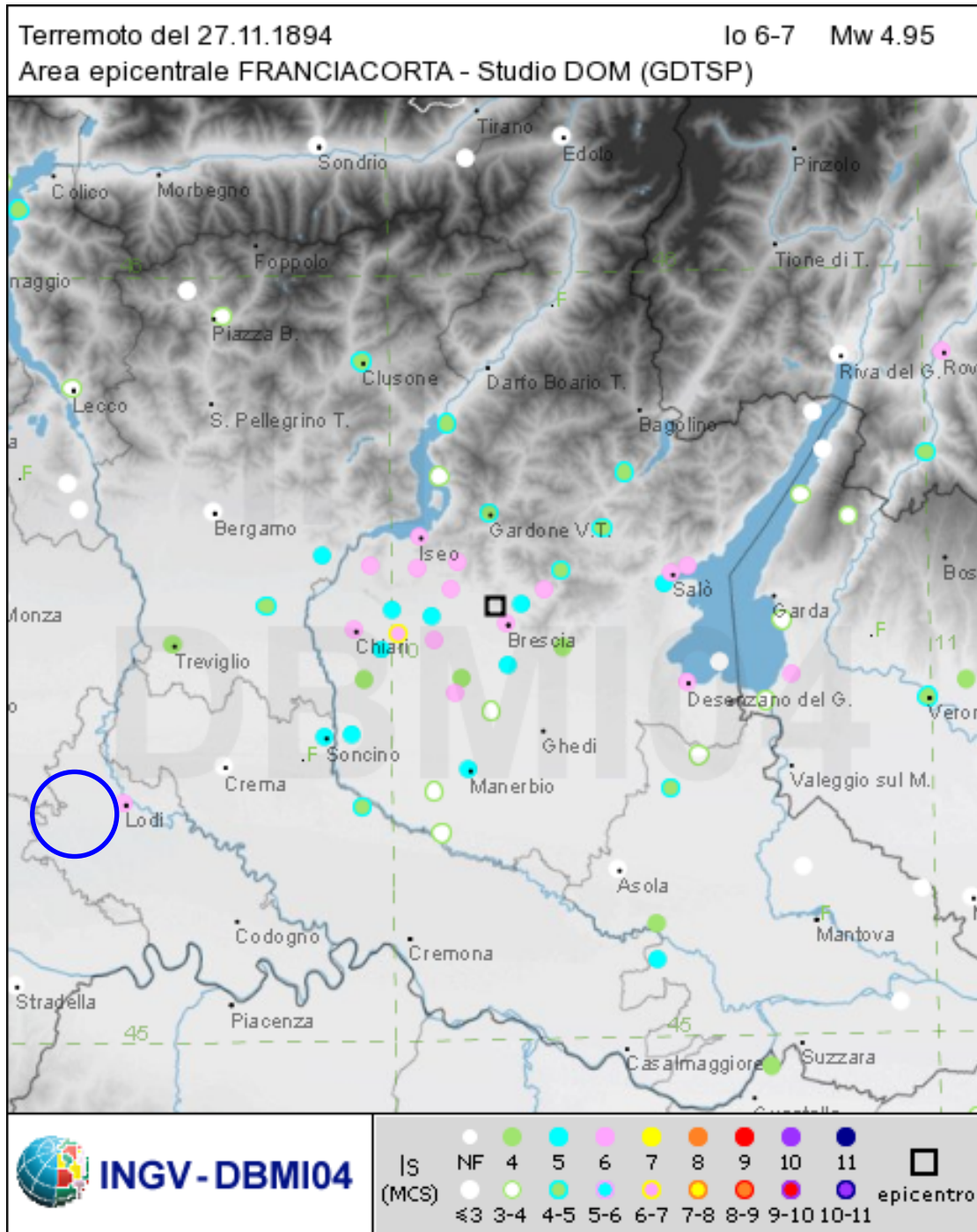


Figura n.3.2 – Terremoto 27/11/1894 – Distribuzione spaziale dei risentimenti al sito

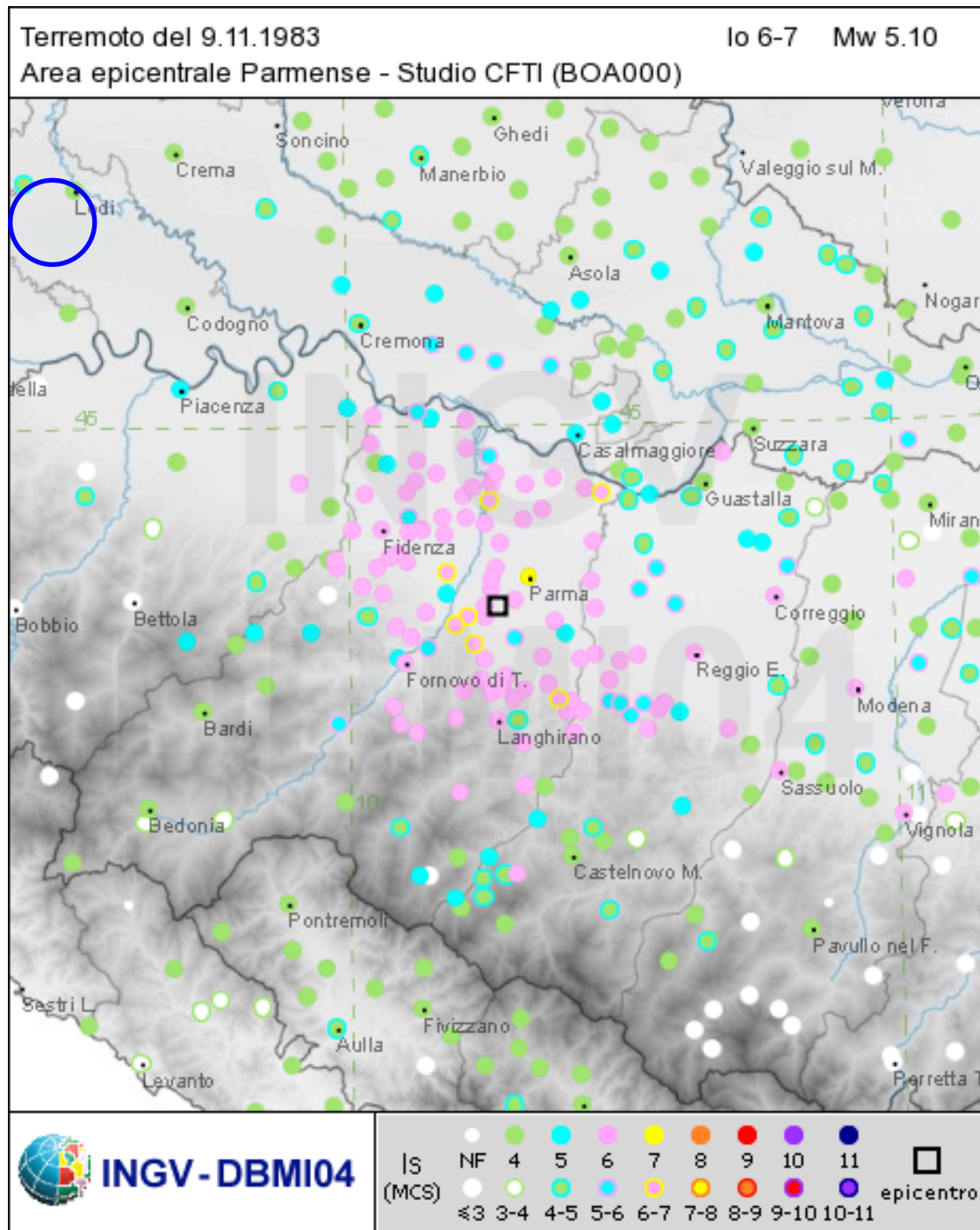


Figura n.3.3 – Terremoto 9/11/1983 – Distribuzione spaziale dei risentimenti al sito

4 RISCHIO SISMICO

Le considerazioni di cui al capitolo precedente possono essere interpretate anche in termini di "rischio sismico" ovvero di analisi dell'entità dei danni (a persone ed abitazioni) su base nazionale.

Si fa riferimento al *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani* (CPTI99) nell'ambito del quale sono state redatte una serie di carte tematiche che rappresentano rispettivamente, per ciascun comune e su base annua, l'ammontare atteso dei danni relativi al solo patrimonio abitativo e il numero medio delle persone coinvolte nei crolli di abitazioni.

Gli elaborati di rischio sono stati ottenuti a partire da una rappresentazione probabilistica (metodo di Cornell) dei tassi annui di occorrenza in intensità MCS calcolati con relazioni di attenuazione differenziate regionalmente e mediando su due diversi criteri di stima dei tassi di sismicità in ciascuna zona sorgente.

Le carte di rischio sono state elaborate nella duplice versione di valori assoluti e percentuali riferiti al singolo comune. Mentre la prima versione riflette principalmente l'esposizione (ammontare dei beni esistenti e distribuzione della popolazione), la seconda rispecchia più da vicino la distribuzione spaziale della pericolosità e dalla vulnerabilità, e quindi il rischio individuale.

Deve infine essere sottolineato che le stime ottenute sono affette da notevoli incertezze (tipicamente fino ad un fattore 3) derivanti, tra l'altro, dalla complessità del problema, dalla limitata disponibilità di dati sulla vulnerabilità, e dalle estrapolazioni effettuate; ne deriva che l'attendibilità delle carte presentate va apprezzata a livello dell'ordine di grandezza.

In figura n.4.1 è illustrato un estratto della carta tematica (comuni della regione Lombardia) relativa all'analisi di rischio sismico riferita al patrimonio abitativo.

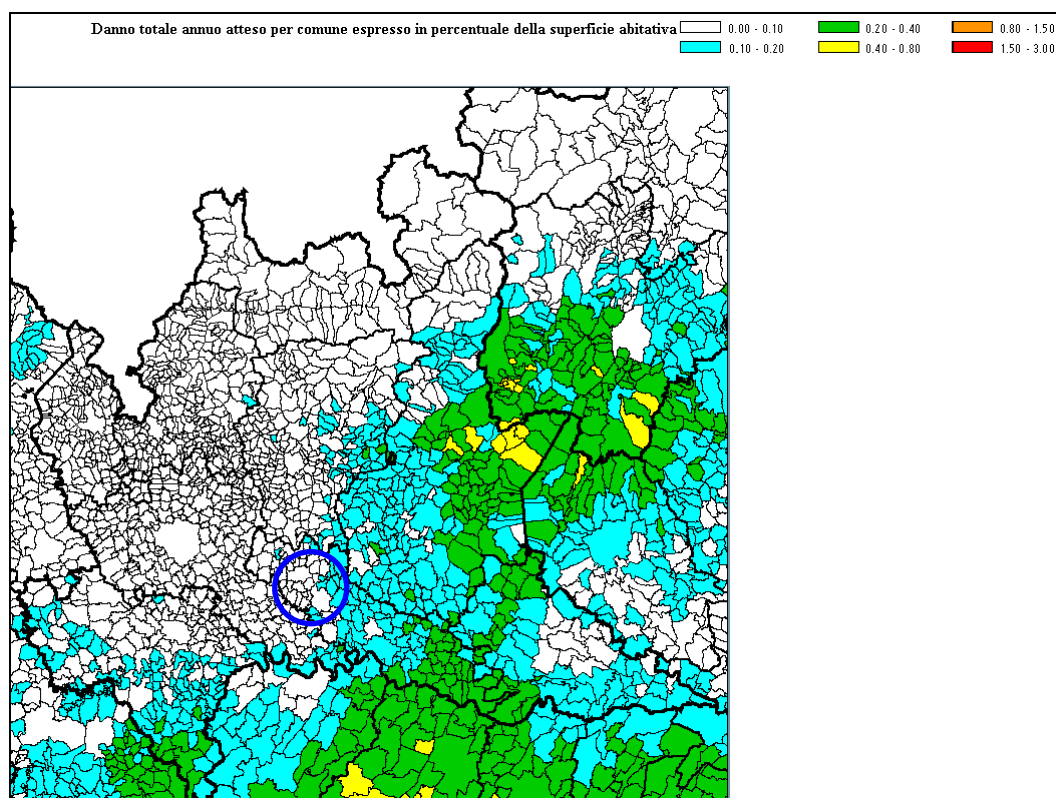


Figura n.4.1 – Estratto del Catalogo dei Terremoti Italiani (CPTI, 1999)

Si osserva che per il comune di Lodi (LO) il danno annuo atteso risulta essere molto ridotto e compreso tra lo 0% ed il 10% della superficie abitativa.

5 PERICOLOSITÀ SISMICA

5.1 Premessa

La pericolosità sismica può essere rappresentata per mezzo di vari “indicatori” tra i quali i più comuni e significativi risultano essere *l'intensità macrosismica* e la *accelerazione orizzontale di picco* (in qualche modo correlabile alla magnitudo).

Tali parametri rappresentano due aspetti diversi dello stesso fenomeno.

- L'*accelerazione orizzontale di picco* (PGA) coglie l'aspetto più propriamente fisico: si tratta di una grandezza di interesse ingegneristico che viene utilizzata nella progettazione in quanto definisce le caratteristiche costruttive richieste agli edifici in zona sismica.
- L'*intensità macrosismica* rappresenta, invece, le conseguenze socio-economiche; descrivendo il grado di danneggiamento causato dai terremoti, una carta di pericolosità in intensità macrosismica si avvicina, con le dovute cautele derivate da diverse approssimazioni insite nel parametro intensità, al concetto di rischio sismico.

5.1.1 Tempo di ritorno dell'evento sismico

Il valore di progetto degli indicatori di pericolosità viene definito in funzione della “*probabilità di superamento*” in un dato “*tempo di ritorno*”. E' noto che il “*tempo di ritorno*” e la “*probabilità di superamento*” sono due grandezze tra loro correlate come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Dove:

T_R = tempo di ritorno

V_R = vita di riferimento dell'opera

P_{VR} = probabilità di superamento nella vita dell'opera

La probabilità di superamento dipende, a sua volta, dallo stato limite di verifica. Con riferimento alle NTC (tabella n.3.2.1) si definiscono i valori di cui alla tabella n.5.1:

<input type="checkbox"/> STATI LIMITE		<input type="checkbox"/> P_{VR}
<input type="checkbox"/> Stati limite di servizio	<input type="checkbox"/> SLO (operatività)	<input type="checkbox"/> 81%
	<input type="checkbox"/> SLD (danno)	<input type="checkbox"/> 63%
<input type="checkbox"/> Stati limite ultimi	<input type="checkbox"/> SLV (salvaguardia della vita)	<input type="checkbox"/> 10%
	<input type="checkbox"/> SLC (collasso)	<input type="checkbox"/> 5%

Tabella n.5.1– Probabilità di superamento

La scelta dello stato limite di verifica dipende dalla classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica come suggerito in tabella n.5.2. Ai fini della presente si considerano come stati limite caratteristici lo stato di danno (**SLD**) e di salvaguardia della vita (**SLV**).

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Tabella n.5.2 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

In tabella n.5.3 sono riassunti i valori dei tempi di ritorno per gli stati limite considerati al variare della vita di riferimento ($V_R=75$ anni – paragrafo n.1.4).

<input type="checkbox"/> STATO LIMITE	<input type="checkbox"/> $T_R = T_R (V_R=75\text{anni})$
<input type="checkbox"/> SLD	<input type="checkbox"/> $T_R = V_R = 75\text{anni}$
<input type="checkbox"/> SLV	<input type="checkbox"/> $T_R = 9.5 V_R = 712\text{anni}$

Tabella n.5.3 – Tempo di ritorno in funzione della vita di riferimento (tab. C.3.2.I Istruzioni)

5.2 Intensità macrosismica

Per definire il valore dell'intensità macrosismica (I_s) attesa nell'area in esame si può fare riferimento ad apposite *Carte delle massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani* redatte dal dal GNDT (Prof. Mauro Dolce e Prof. Giulio Zuccaro, 2004).

In figura n.5.1 e 5.2 sono riportati gli estratti di dette carte delle intensità macrosismiche limitatamente al territorio del Nord Italia per tempi di ritorno di 475 e 975 anni (cui corrispondono rispettivamente probabilità di superamento del 10% e del 5% in 50 anni).

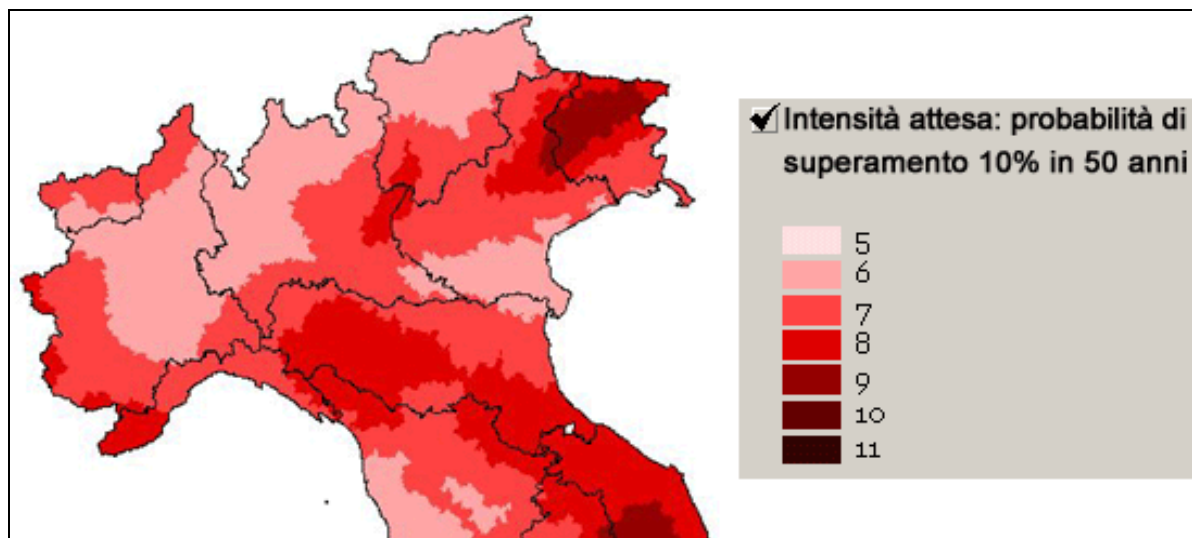


Figura n.5.1 – Carta delle intensità macrosismiche – $T_R=475$ anni

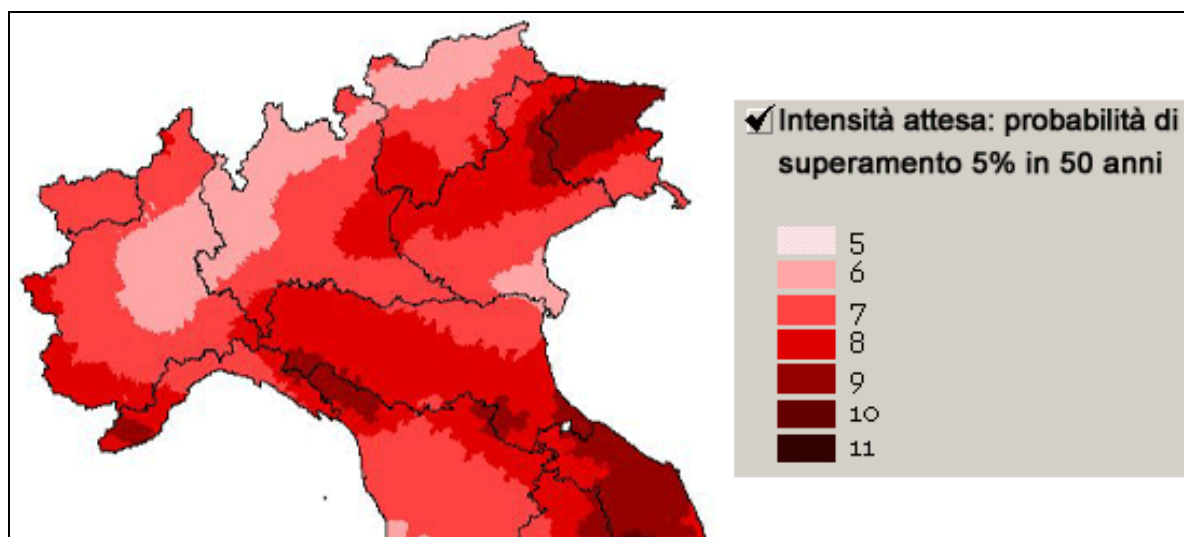


Figura n.5.2 – Carta delle intensità macrosismiche – $T_R=975$ anni

E' immediato osservare che il valore dell'intensità nel comune considerato non varia al variare del tempo di ritorno (intervallo 475÷975 anni) e risulta pari a:

$$I_s = 7$$

5.3 Magnitudo da momento

Un parametro di notevole importanza ai fini delle analisi sismiche è rappresentato dalla *magnitudo "da momento"* (dalla quale dipende la durata significativa del moto).

Va notato che tale parametro è difficilmente correlabile con l'accelerazione massima a meno che non sia nota anche la distanza epicentrale; In questo caso si può ricorrere alla nota relazione statisticamente rappresentativa dei terremoti italiani (Sabetta e Pugliese, 1987) di seguito riportata:

$$\log_{10}(a_{\max}) = -1.562 + 0.306 \cdot M - \log_{10}[\sqrt{(r^2 + 5.8^2)}] + 0.169 \cdot S_1$$

dove:

a_{\max} = accelerazione massima al suolo

M = magnitudo

r = distanza epicentrale

S_1 = parametro rappresentativo del suolo

La magnitudo "da momento" può, in via del tutto semplificata, essere correlata alla intensità macrosismica (I_s) sulla base della semplice (ed approssimata) correlazione spesso impiegata per calcolare tale parametro nel caso di terremoti storici (epoca pre-strumentale):

$$M = 0.56 \cdot I_s + 0.94$$

In questo caso ($I_s = 7$, cfr. paragrafo n.5.2) si otterrebbe:

$$M \cong 5.0$$

Facendo, invece, cautelativamente riferimento ai valori della magnitudo momento (M) riportati nell'estratto del database DBMI04 relativo ai terremoti storici risentiti al sito di Lodi (LO) negli ultimi 712 anni, si ottiene quanto segue (terremoto Carnia, 25/01/1348):

$$M \approx 6.7$$

5.4 Accelerazione massima su suolo roccioso (PGA)

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse viene determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC cui si rimanda.

In particolare il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_{Cj}):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito

$a_{g,i}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto

d_i = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora, poi, il citato reticolo non riporti il valore di accelerazione per il tempo di ritorno voluto, questo potrà essere ottenuto interpolando i dati relativi ai tempi di ritorno più prossimi come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_{Cj}):

$$\log(a_g) = \log(a_{g1}) + \log\left(\frac{a_{g1}}{a_{g2}}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito per T_R

$a_{g1} - a_{g2}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo relative ai tempi di ritorno più prossimi

$T_{R1} - T_{R2}$ = tempi di ritorno più prossimi

In tabella 5.4 è riportato il numero identificativo dei nodi considerati con relative coordinate geografiche (l'ubicazione dei nodi è illustrata in figura n.5.3).

PUNTO	ID	LAT.	LONG.
1	12930	45.317	9.4408
2	12931	45.319	9.5117
3	13152	45.267	9.4442
4	13153	45.269	9.5151

Tabella n.5.4 – Reticolo di riferimento – Coordinate

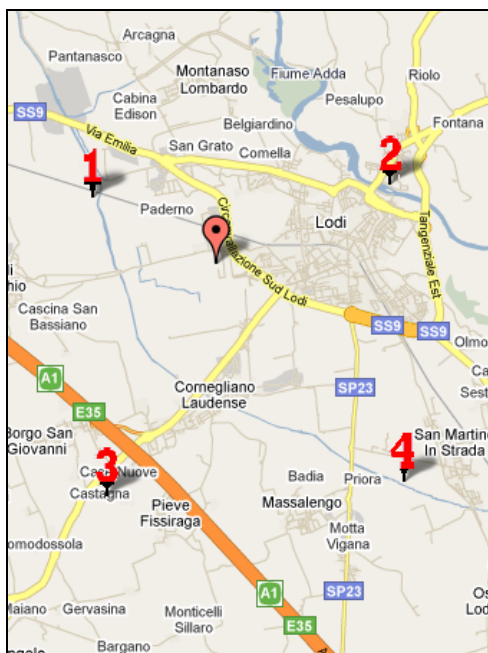


Figura n.5.3 – Reticolo di riferimento – Ubicazione in pianta

In figura n.5.4 e n.5.5 sono riportati i valori a_g ed F_0 per differenti periodi di ritorno. Per lo specifico degli stati limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV) si può scrivere (tabella n.5.5):

<input type="checkbox"/> STATO LIMITE	<input type="checkbox"/> T_R (anni)	<input type="checkbox"/> a_g (g)	<input type="checkbox"/> F_0 (-)
<input type="checkbox"/> SLD	<input type="checkbox"/> 75	<input type="checkbox"/> 0.037	<input type="checkbox"/> 2.572
<input type="checkbox"/> SLV	<input type="checkbox"/> 712	<input type="checkbox"/> 0.079	<input type="checkbox"/> 2.594

Tabella n.5.5 – Azione sismica al sito su suolo tipo A

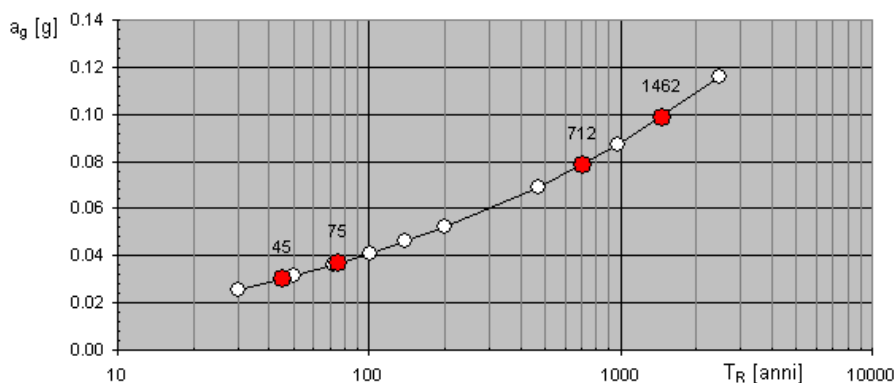


Figura n.5.4 – Accelerazione massima al sito per differenti tempi di ritorno

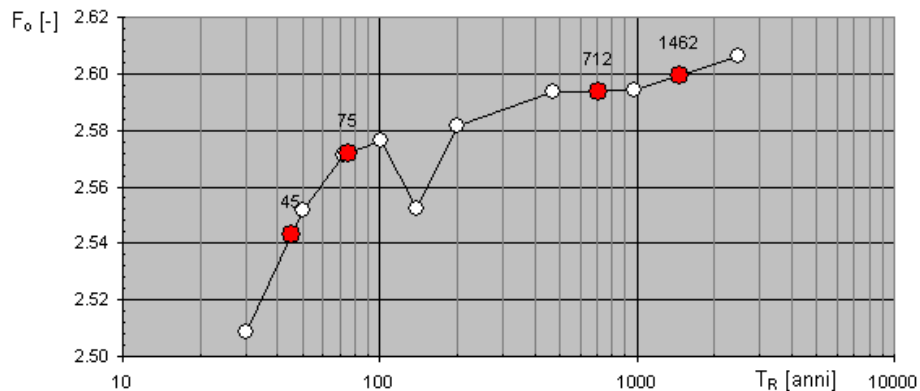


Figura n.5.5 –Valore di F_o al sito per differenti tempi di ritorno

5.5 Indici di scuotimento sismico su suolo roccioso

Sulla base di quanto discusso ai paragrafi precedenti è possibile definire i seguenti indicatori dello scuotimento sismico su suolo roccioso affiorante (terreno tipo A):

Vita di riferimento per la costruzione: 75 anni

Intensità macrosismica: $I_s = 7$

Periodo di ritorno: 75 anni (analisi SLD)
712 anni (analisi SLV)

Magnitudo da momento: $M \cong 6.7$ (stimata su base estratto CTI)

Accelerazione di picco: $a_g = 0.037g$ (analisi SLD)

$a_g = 0.079g$ (analisi SLV)

6 RISENTIMENTO IN SUPERFICIE

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri (vedere anche figura n.6.1):

- Parametro S_S : Effetti stratigrafici
- Parametro S_T : Effetti topografici

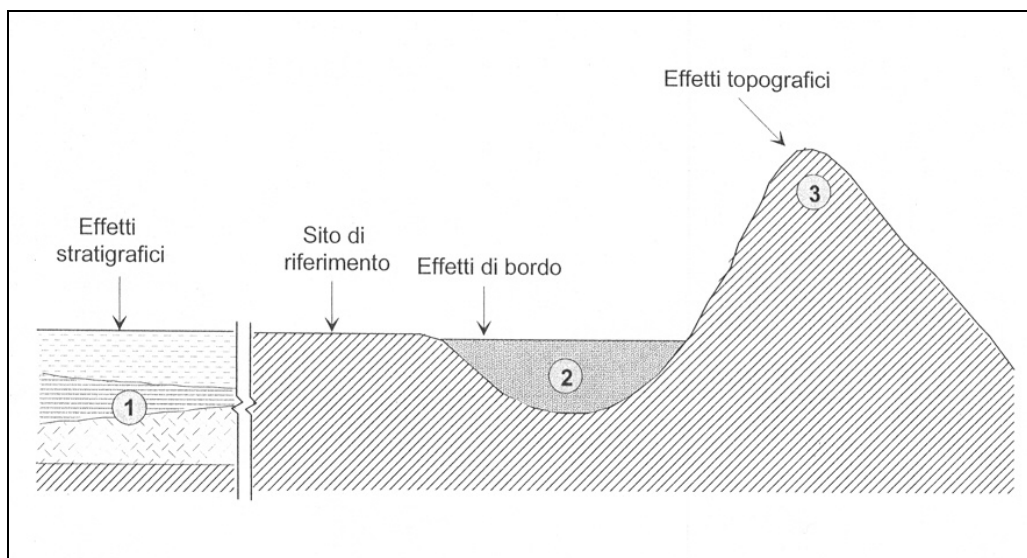


Figura n.6.1 – Possibili effetti di amplificazione

6.1 Amplificazione dovuta alla stratigrafia locale

Il parametro " S_S " che definisce gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia viene valutato in accordo alla seguente tabella n.6.1 in funzione delle caratteristiche del terreno nei primi 30m di profondità.

<input type="checkbox"/> Categoria	<input type="checkbox"/> Descrizione <input type="checkbox"/> (tabelle 3..2.II e 3.2.III - NTC)	<input type="checkbox"/> S_s <input type="checkbox"/> (tabella 3.2.V – NTC)	<input type="checkbox"/> N_{SPT} <input type="checkbox"/> (colpi/30cm)	<input type="checkbox"/> C_u <input type="checkbox"/> (kPa)	<input type="checkbox"/> V_{s-30} <input type="checkbox"/> (m/s)
<input type="checkbox"/> A	<input type="checkbox"/> Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3m	<input type="checkbox"/> 1.00	<input type="checkbox"/> --	<input type="checkbox"/> --	<input type="checkbox"/> > 800
<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<input type="checkbox"/> $1.00 \leq 1.4 - (0.4 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.2$	<input type="checkbox"/> > 50	<input type="checkbox"/> > 250	<input type="checkbox"/> 360÷800
<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<input type="checkbox"/> $1.00 \leq 1.7 - (0.6 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.5$	<input type="checkbox"/> 15÷50	<input type="checkbox"/> 70÷250	<input type="checkbox"/> 180÷360
<input type="checkbox"/> D	<input type="checkbox"/> Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine	<input type="checkbox"/> $0.90 \leq 2.4 - (1.5 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.8$	<input type="checkbox"/> < 15	<input type="checkbox"/> < 70	<input type="checkbox"/> < 180

	scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità				
<input type="checkbox"/> E	<input type="checkbox"/> Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20m posti sul substrato di riferimento.	<input type="checkbox"/> $1.00 \leq 2.0 - (1.1 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.60$	<input type="checkbox"/> --	<input type="checkbox"/> --	<input type="checkbox"/> --
<input type="checkbox"/> S1	<input type="checkbox"/> Depositi che includono uno strato di almeno 8m di terreno a grana fina di bassa consistenza oppure che includono almeno 3m di torba o di argille altamente organiche.	<input type="checkbox"/> (*)	<input type="checkbox"/> --	<input type="checkbox"/> 10÷20	<input type="checkbox"/> < 100
<input type="checkbox"/> S2	<input type="checkbox"/> Depositi soggetti a liquefazione, argille sensitive, ecc.	<input type="checkbox"/> (*)	<input type="checkbox"/> --	<input type="checkbox"/> --	<input type="checkbox"/> --
<input type="checkbox"/> (*) – Da definire sulla base di specifici studi					

Tabella n.6.1 – Effetti stratigrafici – Categorie del suolo e parametro S (DM 14/01/2008)

Il valore del parametro F_o che rappresenta il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale viene ricavato dal “reticolo di riferimento” redatto dal INGV, pubblicato in allegato all’O.M. 3519 del 28/04/2006 e annesso all’allegato B delle NTC DM 14/01/2008).

Si osserva che la velocità V_{s30} rappresenta la media delle velocità dei primi 30m di profondità e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove:

V_i = velocità dello strato i-esimo

h_i = spessore dello strato i-esimo

V_{s30} = media delle velocità dei primi 30m di profondità [m]

Nel caso particolare in studio il valore di V_{s30} può essere definito con riferimento ai risultati della prova down-hole eseguita nell'ambito della campagna di indagine del giugno 2007 riassunti in tabella n.6.2 (per i dettagli si rimanda al "Rapporto di indagine").

<input type="checkbox"/> Profondità <input type="checkbox"/> (m da p.c. locale)	<input type="checkbox"/> Velocità onde di taglio V_s (m/s)
<input type="checkbox"/> 0.0-2.0	<input type="checkbox"/> 182
<input type="checkbox"/> 2.0-6.0	<input type="checkbox"/> 363
<input type="checkbox"/> 6.0-11.0	<input type="checkbox"/> 607
<input type="checkbox"/> 11.0-24.0	<input type="checkbox"/> 962
<input type="checkbox"/> 24.0-30.0	<input type="checkbox"/> 670

Tabella n.6.2 – Velocità onde di taglio da prova down-hole

Si ottiene il seguente valore del parametro V_{s30} :

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \cong 570 \text{ m/s}$$

I terreni in sito sono pertanto classificabili nella categoria B ($V_s = 360\div 800 \text{ m/s}$) cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica pari a:

$$S_s = 1.20$$

6.2 Amplificazione dovuta alla topografia del sito

Per quanto concerne gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia del sito si fa riferimento alla tabella n.6.3 ed alla relativa figura n.6.2 di cui al seguito.

<input type="checkbox"/> Descrizione del pendio	<input type="checkbox"/> S_T
<input type="checkbox"/> Siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza di cresta molto inferiore alla larghezza di base e pendenza media > 30°	<input type="checkbox"/> 1.4
<input type="checkbox"/> Siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza di cresta molto inferiore alla larghezza di base e pendenza media superiore a 15°	<input type="checkbox"/> 1.2
<input type="checkbox"/> Siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati (pendenza media superiore a 15°)	<input type="checkbox"/> 1.2
<input type="checkbox"/> Altri casi	<input type="checkbox"/> 1.0

Tabella n.6.3 – Coefficiente di amplificazione topografica

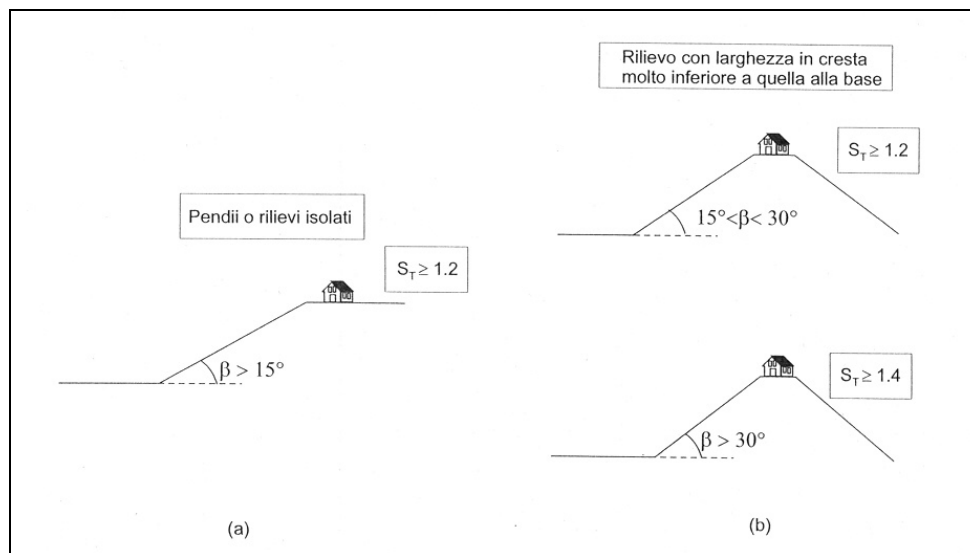


Figura n.6.2– Coefficiente di amplificazione topografica

Nel caso particolare in esame (terreno pressoché pianeggiante) si assume:

$$S_T = 1.0$$

6.3 Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{max}) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato (a_g) e dei fattori di amplificazione (S_s ed S_T). Si ottiene pertanto:

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_T \times S_S = 1.20 \times a_g$$

Da cui:

$$a_{max (SLV=712anni)} = 0.0948g$$

$$a_{max (SLD=75anni)} = 0.0444g$$

7 CONSIDERAZIONI SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

In accordo a quanto prescritto dalla norma vigente la verifica del potenziale di liquefazione può essere omessa qualora si verifichi almeno una delle condizioni sotto elencate:

- A. Magnitudo dell'evento atteso $M < 5$.
- B. Accelerazione massima al suolo (a_{max}) in condizioni di free-field inferiore a 0.1g.
- C. Profondità media stagionale della falda superiore a 15m e fondazioni di tipo superficiale.
- D. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$
- E. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura n.7.1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in figura n.7.1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$ [$U_c = D_{60}/D_{10}$]

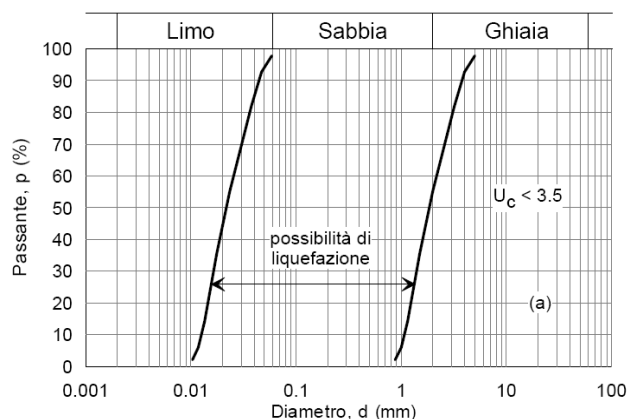


Figura n.7.1 – Fuso di terreno suscettibile di liquefazione ($U_c < 3.5$)

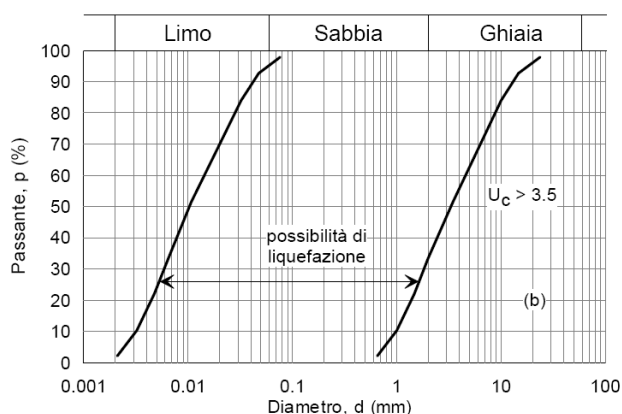


Figura n.7.2 – Fuso di terreno suscettibile di liquefazione ($U_c > 3.5$)

Nel caso particolare in studio, posto che la accelerazione massima non supera il valore di 0.1g, è possibile escludere a priori che il sito possa essere soggetto a fenomeni di liquefazione.

8 LINEE GUIDA SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI CON SISMA

8.1 Generalità sul metodo degli Stati Limite in geotecnica

Le verifiche allo stato limite prevedono un approccio di tipo semiprobabilistico in base al quale le azioni e le resistenze di progetto vengono definite sulla base dei valori caratteristici applicando coefficienti parziali come di seguito definito:

Azioni: $F_d = (F_k \cdot \Psi) \cdot \gamma_F$

Proprietà del terreno (resistenza): $X_d = X_k / \gamma_M$

Resistenza del terreno: $R_d = R_k / \gamma_R$

Dove:

F indica genericamente una azione

Ψ indica un fattore ≤ 1 che viene definito nell'ambito della combinazione di carico prescelta.

X indica genericamente un parametro di resistenza del terreno (c' , ϕ' , c_u , q_u)

R indica genericamente la resistenza limite calcolata

$\gamma_F \gamma_M \gamma_R$ indicano i coefficienti parziali

Non vengono invece applicati coefficienti parziali alle seguenti quantità:

- Geometria del problema (con l'eccezione della eccentricità minima delle fondazioni dirette e della quota di fondo scavo nelle paratie)
- Parametri elastici (E, E_u , ν , ecc.)
- Pesi di volume del terreno

Una volta definite le quantità di progetto si verifica che valga la relazione del tutto generale di cui al seguito:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

$E_d = E(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F) =$ Effetti delle azioni

$R_d = 1/\gamma_R R(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F, X_k / \gamma_M) =$ Resistenza del terreno

Si osserva che:

1. La resistenza di calcolo include anche gli effetti delle azioni ($F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F$) in quanto queste possono variarne la resistenza: si pensi al caso della portata limite del terreno nel caso di una fondazione diretta.
2. Dove risulta impossibile applicare i coefficienti parziali alle azioni (spinta dell'acqua e/o della terra) gli stessi coefficienti possono essere applicati agli effetti delle azioni ovvero si può scrivere:

$$E_d = E(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F) \quad \leftrightarrow \quad E_d = \gamma_F \cdot E(F_k \cdot \Psi)$$

8.1.1 Stati limite ultimi per le verifiche sismiche

In condizioni sismiche possono essere analizzati 2 differenti stati limite in funzione della classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica (tabella n.8.1) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno. Per una guida sulla scelta dello stato limite da considerare si rimanda alla tabella n.8.2.

<input type="checkbox"/> STATI LIMITE ULTIMI		<input type="checkbox"/> P_{VR}
<input type="checkbox"/> Stati limite ultimi	<input type="checkbox"/> SLV (salvaguardia della vita)	<input type="checkbox"/> 10%
	<input type="checkbox"/> SLC (collasso)	<input type="checkbox"/> 5%

Tabella n.8.1– Probabilità di superamento per differenti stati limite ultimi

SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Tabella n.8.2 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

8.1.2 Stati limite di esercizio per le verifiche sismiche

In condizioni sismiche possono essere analizzati 2 differenti stati limite in funzione della classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica (tabella n.8.3) cui vengono a corrispondere differenti tempi di ritorno. Per una guida sulla scelta dello stato limite da considerare si rimanda alla tabella n.8.4.

<input type="checkbox"/> STATI LIMITE		<input type="checkbox"/> P_{VR}
<input type="checkbox"/> Stati limite di servizio	<input type="checkbox"/> SLO (operatività)	<input type="checkbox"/> 81%
	<input type="checkbox"/> SLD (danno)	<input type="checkbox"/> 63%

Tabella n.8.3 – Probabilità di superamento per differenti stati limite di servizio

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x

Tabella n.8.4 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

8.1.3 I coefficienti parziali per le verifiche sismiche

In tabella n.8.5 sono riassunti i valori dei *coefficienti parziali sulle azioni* definiti in accordo con il DM 14/01/2008 da impiegarsi nelle analisi dei differenti stati limite.

<input type="checkbox"/> VERIFICA	<input type="checkbox"/> γ_F		
	<input type="checkbox"/> Permanenti sfavorevoli		<input type="checkbox"/> Accidentali sfavorevoli
	<input type="checkbox"/> Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	<input type="checkbox"/> Permanenti non definiti	
<input type="checkbox"/> SISMA	<input type="checkbox"/> 1.0 ⁽¹⁾	<input type="checkbox"/> 1.0 ⁽¹⁾	<input type="checkbox"/> 1.0 ⁽¹⁾⁽²⁾
<input type="checkbox"/> ⁽¹⁾ – da paragrafo n.7.11.1 NTC <input type="checkbox"/> ⁽²⁾ – considerare fattori di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3 NTC			

Tabella n.8.5 – Coefficienti parziali sulle azioni per analisi sismiche

In tabella n.8.6 sono riassunti i valori dei *coefficienti parziali sulla resistenza dei materiali* definiti in accordo con il DM 14/01/2008 da impiegarsi nelle analisi dei differenti stati limite.

☐ VERIFICA	☐ γ_M				
	☐ t_a $n(\phi')$	☐ c'	☐ c u	☐ q u	☐ γ
☐ GEO-UPL-HYD-EQU	☐ 1. 25	☐ 1. 25	☐ 1. 4	☐ 1. 6	☐ 1. 0
☐ STR	☐ 1. 0	☐ 1. 0	☐ 1. 0	☐ 1. 0	☐ 1. 0

Tabella n.8.6 – Coefficienti parziali sulla resistenza per analisi sismiche

Per i coefficienti parziali sulle resistenze calcolate (R_1 , R_2 e R_3) nonché per i fattori di correlazione (ξ) si rimanda al dettaglio delle singole verifiche.

8.2 Verifiche sismiche delle fondazioni superficiali

Per l'analisi della capacità portante del terreno in presenza di sisma oltre alle forze inerziali dovute alle masse in elevazione occorre tenere conto della forza inerziale agente sul volume di terreno in potenziale movimento.

A tale scopo si suggerisce di fare riferimento al metodo semplificato proposto da Paolucci e Peker (1997) (basato su un approccio di tipo cinematico) che prescrive di applicare le stesse formulazioni comunemente impiegate per il calcolo della capacità portante limite in regime statico (es: Brinch-Hansen) considerando fattori di capacità portante ($N_{\gamma-e}$, N_{q-e} , N_{c-e}) ridotti rispetto a quelli statici ($N_{\gamma-s}$, N_{q-s} , N_{c-s}) grazie ad opportuni moltiplicatori (z_γ , z_q , z_c):

$$N_{\gamma-e} = z_\gamma \cdot N_{\gamma-s}$$

$$N_{q-e} = z_q \cdot N_{q-s}$$

$$N_{c-e} = z_c \cdot N_{c-s}$$

I moltiplicatori (z_γ , z_q , z_c) vengono definiti in funzione dei parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione e del coefficiente pseudo-statico di progetto (k_h) sulla base delle seguenti espressioni (vedere anche figura n.8.1):

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h/\tan\phi')^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.34k_h$$

dove:

ϕ' = angolo d'attrito del terreno di fondazione

$$k_h = 0.5a_{\max}$$

a_{\max} = accelerazione massima di progetto al suolo

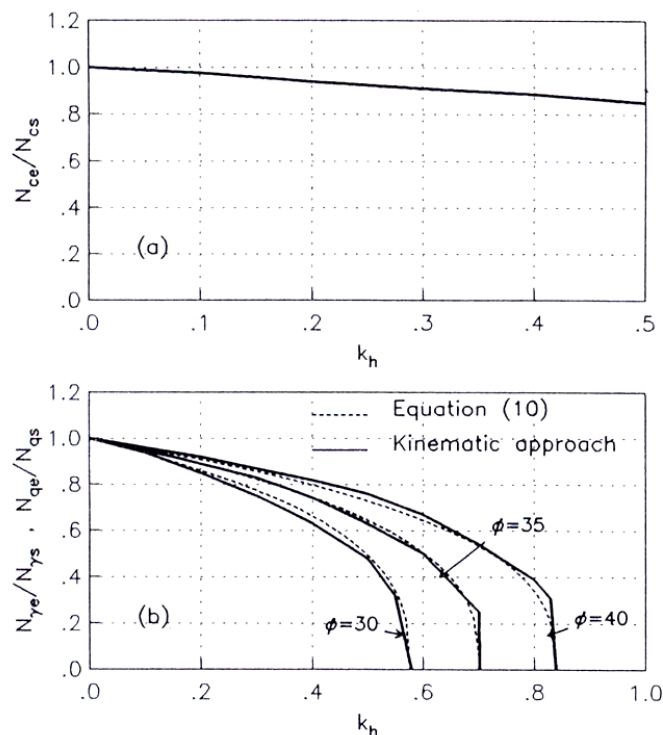


Figura n.8.1 – Riduzione dei fattori di capacità portante in presenza di sisma (Paolucci e Peker, 1997)

8.3 Verifiche sismiche delle fondazioni su pali

L'analisi delle azioni cinematiche dovute alle deformazioni del terreno nel quale sono immersi i pali deve essere svolta solo qualora valgano contemporaneamente le seguenti condizioni (NTC – paragrafo n.7.11.5.3.2):

- Zona di media o elevata sismicità $a_g > 0.25$
- Profilo del terreno di classe D o peggio con strati consecutivi caratterizzati da forti contrasti di rigidezza.
- Classi d'uso III e IV

Vista la bassa sismicità del sito ($a_g \ll 0.25g$), le buone caratteristiche del terreno di fondazione (profilo tipo B) e l'assenza di strati consecutivi caratterizzati da forti contrasti di rigidezza, si ritiene non necessaria l'analisi delle "azioni cinematiche" dovute alle deformazioni relative del terreno nel quale sono immersi i pali.

Comune di Lodi

POLO DELL'UNIVERSITÀ
E DELLA RICERCA A LODI

Nuovi edifici della Facoltà di Medicina
Veterinaria e della Facoltà di Agraria

Oggetto

Indagini

Indagini geognostiche area di nuovo
intervento

Documento n.

R101

Data

Scala

20.11.2009

-

LODI (LO)

INDAGINI GEOGNOSTICHE

COMMITTENTE: FONDAZIONE PARCO TECNOLOGICO PADANO

Rapporto tecnico-descrittivo

Data	Protocollo	Redatto da:	Approvato da:
Giugno 2007	BG/29/06	Dott. B. Baiguini 	TEKNOS S.R.L. Dott. GIOVANNI PRISINZANO 

1.	INTRODUZIONE	3
2.	DESCRIZIONE DEI LAVORI SVOLTI.....	3
3.	ATTREZZATURA E MODALITÀ ESECUTIVE.....	4
3.1.	Carotaggio	5
3.2.	Perforazione a distruzione di nucleo	5
3.3.	Campioni di terreno rimaneggiati	5
3.4.	Modalità di presentazione delle stratigrafie geotecniche di dettaglio.....	6
3.5.	Modalità di presentazione della documentazione fotografica.....	7
4.	STRUMENTAZIONE GEOTECNICA	8
4.1.	Modalità d'installazione della tubazione in PVC pesante da 3"	8
4.2.	Installazione dei piezometri a tubo aperto.....	8
5.	PROVE DI LABORATORIO	10
5.1.	Generalità	10
5.2.	Programma di prova	10
5.3.	Presentazione dei risultati.....	10

ALLEGATI:

Allegato A: Moduli stratigrafici e foto delle cassette catalogatrici

Allegato B: Schema di installazione della strumentazione geotecnica

Allegato C: Prove di Laboratorio

1. INTRODUZIONE

La società Teknos S.r.l. ha eseguito per ordine e conto della Fondazione Parco Tecnologico Padano (Vs incarico del 15.05.2007) delle indagini geognostiche per la realizzazione di nuove strutture civili nei pressi dell'ospedale veterinario nel comune di Lodi (LO).

L'indagine è stata eseguita in conformità alle indicazioni fornite dalla Committenza.

Il presente documento contiene i risultati delle indagini di sito, la descrizione delle attrezzature utilizzate e le procedure seguite durante le fasi di lavorazione.

2. DESCRIZIONE DEI LAVORI SVOLTI

Le attività eseguite nel periodo compreso tra il 19-05-2007 e 05-06-2007 sono le seguenti:

- n. 1 sondaggio geognostico eseguito a carotaggio continuo, denominato S1, che ha raggiunto la profondità di 30 metri da p.c., con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche S.P.T. in foro e prelievo di campioni rimaneggiati;
- n. 1 perforazione eseguita a distruzione di nucleo, denominata D1, che ha raggiunto la profondità di 20 metri da p.c.;
- n. 1 installazione nel foro di sondaggio S1 di una tubazione in PVC pesante $\varnothing = 3''$ per l'esecuzione di prove Down-Hole;
- n. 1 installazione nel foro D1 di una tubazione piezometrica $\varnothing = 2''$;
- indagine Down-Hole nel sondaggio S1 (vedi doc. Teknos BG/28/07);

L'ubicazione dei punti d'indagine è stata indicata dalla Committenza.

3. ATTREZZATURA E MODALITÀ ESECUTIVE

Le perforazioni sono state eseguite utilizzando l'unità di perforazione Delta base 520 montata su carro cingolato della quale di seguito, si riportano le principali caratteristiche tecniche.

UNITA' DI PERFORAZIONE DELTA BASE 520

- *Testa di rotazione*
velocità di rotazione: 150 - 450 giri/minuto;
coppia di rotazione: 500 kg x m;
spinta max. 2500 kg;
trazione max 3900 kg;
- *Motore diesel*: 50 kw a 2100 giri/minuto;
- *Argano*:
trazione massima 2000 kg.
- *Pompa di circolazione fanghi a pistoncini*:
portata di esercizio 90 l/min.

ATTREZZATURA DI PERFORAZIONE

- *Aste di perforazione in acciaio*:
ø esterno 90 mm
ø esterno 76 mm
ø interno raccordo 30 mm
lunghezza 1500, 3000 mm.
- *Rivestimenti*:
ø esterno 127 mm.
- *Carotieri*:
carotiere semplice lunghezza 1500÷3000 mm, ø esterno 101 mm, con diametro utile della carota prelevata pari a 83 mm.
- *Corone*:
tipo incastonato con prismi in Widia.

- *Distruttore:*
Scalpello tricono a inserti \varnothing 101 mm.
- *Standard Penetration Test:*
Batteria di aste \varnothing = 50 mm, lunghezza 1500, 3000 mm.
Campionatore a pareti grosse tipo Raymond, \varnothing est. 50.8 mm, \varnothing int. 35 mm e lunghezza 530 mm
Maglio avente massa battente di 63.5 ± 0.5 kg .

3.1. Carotaggio

Il metodo di perforazione adottato è stato quello convenzionale a rotazione (sistema tradizionale ad aste) a carotaggio continuo con carotiere semplice nell'attraversamento di terreni granulari.

Nell'attraversamento di materiali incoerenti, quali sabbie e ghiaie, ogni manovra di perforazione a carotaggio è stata seguita dall'infissione a rotazione dei rivestimenti metallici provvisori a sostegno delle pareti del foro. L'infissione dei tubi è stata eseguita utilizzando acqua o miscela di acqua e geopolimeri come fluido di circolazione.

Il materiale estratto durante il corso delle perforazioni è stato alloggiato in apposite cassette catalogatrici in PVC, munite di scomparti divisori e coperchio.

Le cassette catalogatrici, a fine lavori, sono state ricoverate in una zona indicata dalla Committenza.

3.2. Perforazione a distruzione di nucleo

Il metodo di perforazione, adottato per l'esecuzione di perforazioni a distruzione di nucleo, è stato quello convenzionale a rotazione con aste e scalpello tipo *tricono* utilizzando acqua come fluido di circolazione.

Ad ogni fase di avanzamento della perforazione a distruzione di nucleo, seguiva l'infissione a rotazione dei rivestimenti metallici provvisori a sostegno delle pareti del foro.

3.3. Campioni di terreno rimaneggiati

Alle quote indicate dal Committente sono stati prelevati, dalle casse catalogatrici, spezzoni di carote conservati in sacchetti in plastica, sigillati e contrassegnati da etichette identificatrici.

I campioni di terreno recuperati con il campionatore Raymond, durante l'esecuzione delle prove S.P.T., sono stati conservati in sacchetti di plastica contrassegnati da etichette identificatrici.

3.4. Modalità di presentazione delle stratigrafie geotecniche di dettaglio

Per ciascuno dei sondaggi eseguiti è stata redatta una stratigrafia geotecnica di dettaglio. Le stratigrafie sono presentate su certificati (Allegato A) che riportano nella parte superiore le informazioni riguardanti l'identificazione del sondaggio, la quota del boccaforo, le date d'inizio e fine perforazione, il tipo di unità di perforazione impiegata, le misure di falda, il nome dell'operatore e del responsabile.

I moduli sono inoltre suddivisi in colonne, con riportate, in ordine di elencazione, le seguenti informazioni:

- data di approfondimento del foro;
- metodo di perforazione;
- tipo di corona;
- tipo di attrezzo di perforazione;
- rivestimento, con diametro esterno in millimetri;
- fluido di perforazione;
- profondità dal piano di campagna degli strati individuati;
- colonna stratigrafica con rappresentazione grafica del terreno investigato;
- descrizione stratigrafica del terreno attraversato;
- percentuale di carotaggio rappresentata da una riga verticale segnata in corrispondenza del tratto di misura;
- pocket penetrometer: valori in kg/cm^2 ed intervallo di misura;
- campioni rimaneggiati: numero progressivo ed intervallo di prelievo;

-
- casse catalogatrici: numero progressivo ed intervallo di campione contenuto;
 - SPT: numero di colpi per ogni tratto di prova e quote di inizio e fine di ciascuna prova e tipo di punta usata;
 - note;
 - tabella riepilogativa delle letture piezometriche eseguite durante la perforazione.

3.5. Modalità di presentazione della documentazione fotografica

La documentazione fotografica, raccolta nell'Allegato A, espone le fotografie di ogni cassa catalogatrice relativa a ciascun sondaggio. Queste sono esposte su moduli riportanti informazioni generali (committente e cantiere) ed informazioni specifiche relative all'identificazione del sondaggio al numero della cassa ed alla profondità dei materiali in essa contenuti.

4. STRUMENTAZIONE GEOTECNICA

Nel foro di sondaggio S1, è stata installata una tubazione in PVC pesante (diametro int. = 3") per l'esecuzione di prove geofisiche tipo *Down-Hole*, mentre nel foro realizzato a distruzione di nucleo D1, per il controllo del livello della falda nel tempo, è stato installato un tubo piezometrico in PVC (diametro int. = 2").

La scelta delle quote di installazione è stata fatta tenendo conto delle informazioni ottenute dai sondaggi eseguiti e dalle indicazioni della Committenza.

4.1. Modalità d'installazione della tubazione in PVC pesante da 3"

Ultimate le attività di perforazione, nel foro S1, si è proceduto all'installazione della tubazione in PVC pesante $\varnothing = 3"$.

La tubazione in PVC pesante è costituita da spezzoni di tubo di 3 metri ciechi filettati sul tubo.

Dopo l'inserimento della colonna di tubi nel foro, si è proceduto alla cementazione iniettando miscela cementizia nell'intercapedine tra le pareti del foro e il tubo. La cementazione è stata eseguita iniettando la miscela lentamente e a bassa pressione dal fondo del foro attraverso dei tubicini di iniezione, precedentemente fissati all'esterno della tubazione in PVC a quote diverse.

La tubazione di rivestimento a sostegno delle pareti del foro è stata ritirata, mantenendo costante il livello della miscela cementizia al boccaforo, con il solo tiro verticale senza l'ausilio della rotazione. Il rabbocco di miscela cementizia da boccaforo è continuato nelle 24 ore successive all'installazione.

Al termine della cementazione si è proceduto ad un accurato lavaggio interno dei tubi con acqua pulita.

Lo schema di installazione della tubazione in PVC pesante da 3" è riportato in Allegato B.

4.2. Installazione dei piezometri a tubo aperto

Ultimate le attività di perforazione, nel foro D1, si è proceduto all'installazione di un piezometro a tubo aperto in PVC pesante con diametro interno uguale a 2".

Il piezometro è costituito da spezzoni di tubo di 3 metri, cieco o microfessurato, giuntati tra loro mediante manicotti.

La zona filtrante, l'intercapedine tra pareti del foro e tubo microfessurato, è stata riempita con ghiaietto siliceo (filtro) con diametro dei granuli compreso fra 3 e 5 mm.

La formazione del tappo impermeabile è stata eseguita a quote prefissate, in corrispondenza della tubazione cieca, utilizzando bentonite in palline "compactonite", con progressivo ritiro della tubazione metallica di rivestimento.

La sigillatura finale, del tratto di foro compreso tra la parte sommitale del tappo impermeabile ed il piano campagna, è stata eseguita mediante miscela cementizia. Al termine dell'installazione dei piezometri e dopo un accurato lavaggio degli stessi con acqua pulita, si è provveduto a proteggere la loro sommità con adeguato pozzetto metallico luchettabile.

Lo schema di installazione del piezometro è riportato nei certificati dell'Allegato B mentre i rilievi del livello di falda sono riportati in Allegato A.

5. PROVE DI LABORATORIO

5.1. Generalità

Le prove di laboratorio sono state eseguite con riferimento alle procedure tecniche interne, redatte sulla base delle norme ASTM ad AGI e tenendo conto degli sviluppi dello stato dell'arte.

In Tabella 1 è riportato l'elenco dei campioni disponibili e delle prove su di essi effettuate.

Ogni prova di laboratorio è stata identificata con i seguenti termini:

- Committente: Fondazione Parco Tecnologico Padano
- Cantiere: Lodi (LO)
- Sondaggio: Codice di identificazione del sondaggio
- Campione: Codice di identificazione del campione
- Profondità: Profondità di prelievo dal piano campagna
- Prova: Sigla identificativa della prova

5.2. Programma di prova

Le attività di laboratorio hanno interessato 8 campioni rimaneggiati prelevati nel sondaggio S1. Il programma di prova adottato [Tabella 1], definito dalla Committenza, è stato finalizzato alla classificazione geotecnica dei terreni prelevati.

Sulla base di tale programma sono state pertanto eseguite le seguenti prove:

- Apertura dei campioni e descrizione geotecnica secondo la Normativa AGI (AP);
- Analisi granulometriche per setacciatura umida (Gr);
- Analisi granulometriche per sedimentazione (Gr_{AEREO});
- Determinazione dei limiti di Atterberg (LLP).

5.3. Presentazione dei risultati

I certificati relativi alle prove di laboratorio sono presentati in Allegato C. In Tabella 2 sono riportate le classi di utilizzabilità dei campioni per prove di laboratorio, la classificazione dei grani in funzione dell'intervallo granulometrico, la definizione dei materiali in funzione delle frazioni granulometriche presenti e la classificazione dei materiali in base alla consistenza misurata con il penetrometro tascabile.

Tabella 1

SOND	N° CAMP	PROFOND.'	TIPO DI PROVA			
			AP	Gr	Gr _{Aere}	LLP
S 1	CR1	3.75 – 4.00	1	1	1	1
	CR2	7.00 – 7.20	1	1	1	1
	CR3	12.80 – 13.00	1		1	
	CR4	14.00 – 14.20	1	1		
	CR5	15.80 – 16.00	1	1		
	CR6	20.25 – 20.45	1	1		
	CR7	24.35 – 24.60	1	1		
	CR8	26.35 – 26.65	1	1		
TOT			8	7	3	2

LEGENDA PROVE DI LABORATORIO:

AP: Descrizione geotecnica campi rimaneggiati

Gr_{AEREO}: Granulometria per setacciatura umida

Gr:: Granulometria per sedimentazione

LLP: Limiti di Atterberg

Classi di utilizzabilità dei campioni per prove di laboratorio

- I Campione idoneo per le sole prove di classificazione (granulometria, limiti di Atterberg, peso specifico dei grani, ecc.) o per prove di resistenza su materiale ricostruito.
- II Campione idoneo, oltre che per le prove precedenti, anche per determinazioni di contenuto d'acqua e di peso di volume.
- III Campione idoneo, oltre che per le prove precedenti, anche per la misura di routine della resistenza in condizioni drenate e non drenate.
- IV Campione idoneo, oltre che per le prove precedenti, anche per le determinazioni di compressibilità, prove di resistenza meccanica di tipo speciale, o per determinazioni di caratteristiche dinamiche su materiale indisturbato.

Classificazione dei grani in funzione dell'intervallo granulometrico

Classificazione dei materiali in base alla consistenza

Tipo di materiale	Dimensione dei grani (mm)	Classi di consistenza	Valore del penetrometro tascabile (MPa)
Argilla	$d < 0.002$	Privo di consistenza	$0.025 <$
Limo	$0.002 < d < 0.06$	Molle o poco consistente	$0.025 < P_p < 0.05$
Sabbia	$0.06 < d < 2$	Moderatamente consistente	$0.05 < P_p < 0.1$
Ghiaia	$2 < d < 60$	Consistente (o compatto)	$0.1 P_p < 0.2$
Ciottoli	$d > 60$	Molto consistente (o molto compatto)	$0.2 P_p < 0.4$
		Duro (o estremamente compatto)	$P_p > 0.4$

Definizione dei materiali in funzione delle funzioni granulometriche presenti

Per l'identificazione dei terreni composti da più frazioni si segue il criterio: siano A, B, C, i nomi degli intervalli principali (argilla, limo ...); siano p_1, p_2, p_3 le percentuali di A, B, C, presenti nel terreno in esame; se, per esempio, $p_1 > p_2 > p_3$ il terreno viene denominato con il nome della frazione A, seguito dai nomi delle frazioni B e C preceduti dalla preposizione 'con' se il corrispondente p è compreso tra il 50 ed il 25%, seguiti dal suffisso 'oso' se p è compreso tra il 25 ed il 10%, o infine seguiti dal suffisso 'oso' e preceduti da 'debolmente' se p è compreso tra il 10 e il 5%. Si definisce terreno di granulometria uniforme se $D_{60}/D_{10} < 2$ dove D_{60} e D_{10} sono i diametri corrispondenti al 60 e al 10% di passante rilevati dall'analisi granulometrica

Tab. 2 - *Classi di utilizzabilità dei campioni per prove di laboratorio, classificazione dei grani in funzione dell'intervallo granulometrico, definizione dei materiali in funzione delle frazioni granulometriche presenti e classificazione dei materiali in base alla consistenza misurata con il penetrometro tascabile.*

ALLEGATO A

Moduli stratigrafici e

Documentazione fotografica

TEKNOS S.R.L.		COMMITTENTE: Fond. Parco Tecnologico Padano	COORDINATE: X= 0.00 Y= 0.00 QUOTA ASS. p.c. 0.00 m slm	DIREZIONE: ..	DATA INIZIO: 19-05-2007													
		CANTIERE: Lodi (LO)	TIPO ATTREZZATURA: Delta Base 520	INCLINAZIONE: ..	DATA FINE: 22-05-2007													
		DESCRIZIONE STRUMENTI Tubazione in PVC pesante da 3" per prova Down-hole fino a 30.00 mt.	OPERATORE: Sig. S. Ceresa RESPONSABILE: Dott. F. De Bartolo		PERFORAZIONE: S1 PAGINA 1 DI 1													
METODO DI PERFORAZIONE	TIPO DI UTENSILE	TIPO DI CORONA	DIAMETRO RIVEST. (mm)	FLUIDO DI PERFORAZIONE	FALDA	m da p.c.	COLONNA STRATIGRAFICA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	CAROTAGGIO %	POKET PENT. (kg / cm2)	m da p.c.	CAMPIONI RIMANEGLIATI	CASSE CAMPIONI	COLPI	PROF.	T. PUNTA	NOTE	
									0 20 40 60 80 100									
ROTAZIONE	Carotiere semplice d. 101 mm	WIDIA	Diametro 127 mm	ACQUA				Da m 0.00 a m 0.80 terreno vegetale limoso-argilloso marrone-grigio, con radici e resti di laterizi. Da m 0.80 argilla limosa plastica, marrone-grigia con screziature nocciola. Da m 1.25 a m 1.60 sabbia media nocciola.										
						1					1							
						2					2.00							
						3					1.00		1		3.00			
						4						3.75		2				
						5		Argilla limosa marrone-grigia, localmente deb. sabbiosa con livelli centimetrici torbosi.			4.50	CR1	4.00	3	3.45		AP	
						6								2				
						7		Sabbia fine-media con limo grigia, con livelli centimetrici limoso argilloso deb. torbosi, grigio scuro-neri.						0		6.00	AP	
						8								2		6.45		
						9						7.00	CR2	2				
						10						7.20						
						11		Sabbia fine-media limosa grigia, a tratti torbosa. Da m 14.00 a m 15.00 m inclusi rari clasti centimetrici, L max 45 mm, poligenici, subarrotondati.							2		9.00	AP
						12								3		9.45		
						13						10.00						
						14						10.00						
						15								4		12.00	AP	
						16		Ghiaia eterometrica, diam. max 60 mm, poligenica, da subangolosa a subarrotondata, in matrice sabbiosa medio-fine, localmente medio-grossolana, da nocciola-grigia a grigio-nocciola.						4		12.45		
						17		Da m 20.85 a m 21.00 resti legnosi.				12.80	CR3	3				
						18		Da m 24.00 a m 24.70 e da 26.30 a m 27.00 sabbia medio-grossolana localmente medio-fine grigio chiara, con rara ghiaia eterometrica, poligenica, subarrotondata.				13.00						
						19		Da m 27.00 a m 28.00 ghiaia fine-media, poligenica, subarrotondata, in matrice sabbiosa deb. limosa torbosa, grigio scuro-nera.				14.00	CR4	4		15.00	AP	
						20						14.20			15.00			
						21								4		15.45		
						22						15.80	CR5					
						23						16.00						
						24								15		18.00	AP	
						25								21		18.45		
						26								15		21.00	AP	
						27								13		21.45		
						28								27				
						29								5		24.00	AP	
						30		Sabbia medio-fine limosa grigia, con sparsa ghiaia eterometrica, diam. max 35 mm, poligenica, subarrotondata.				20.25	CR6	1		24.45		
						31						20.45		12		24.50		
														20				
														4		27.15	AP	
														6		27.60		
														5				
														4				
														10				
														12		30.10	AP	
														14				
														18				

RILIEVI H2O DURANTE LA PERFORAZIONE

Profondità Foro (m)	Profondità Rivest.(m)	Data GG-MM-AAAA Ora H-M-S	Misura	Misura nel Piezometro	Profondità Foro (m)	Profondità Rivest.(m)	Data GG-MM-AAAA Ora H-M-S	Misura	Misura nel Piezometro	Profondità Foro (m)	Profondità Rivest.(m)	Data GG-MM-AAAA Ora H-M-S	Misura	Misura nel Piezometro
10.50	9.00	20-05-2007	6.20		21.00	18.00	21-05-2007	5.20		27.00	24.00	22-05-2007	5.00	

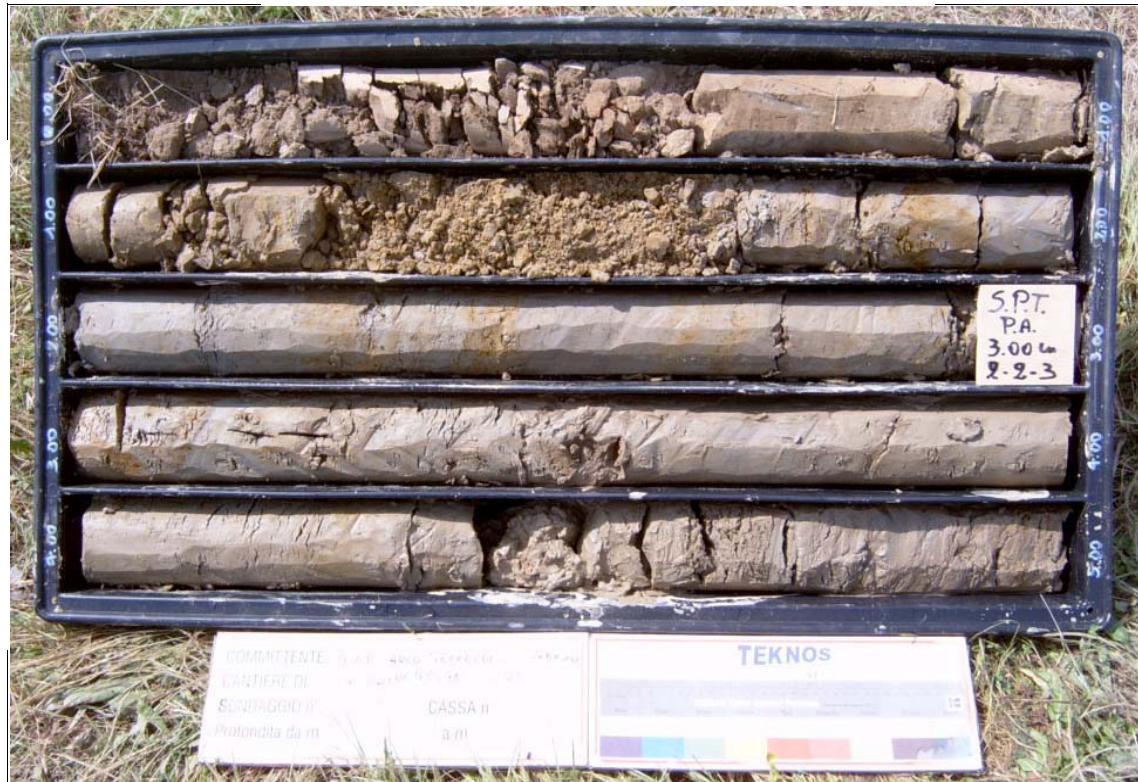
COMMITTENTE: Fondazione Parco Tecnologico Padano SONDAGGIO: S1

CANTIERE: Lodi (LO)

CASSA : 1

PROFONDITA': da m 0.00

a m 5.00



CASSA : 2

PROFONDITA': da m 5.00

a m 10.00



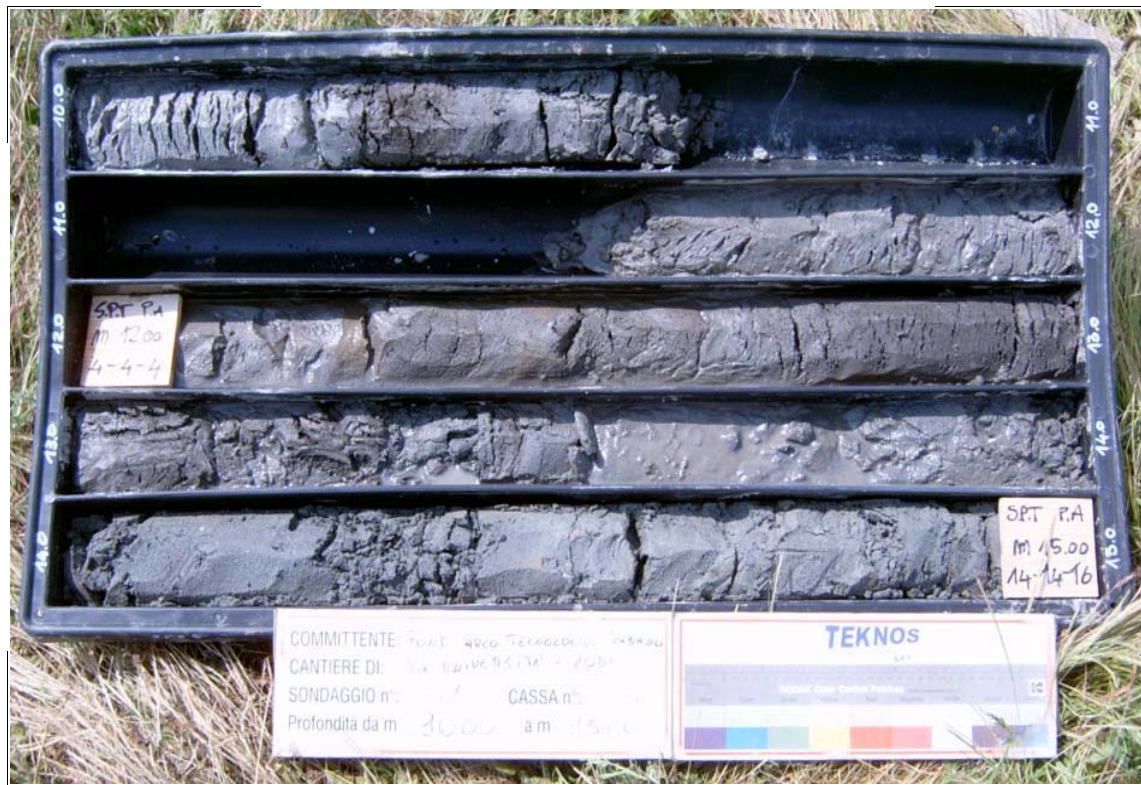
COMMITTENTE: Fondazione Parco Tecnologico Padano SONDAGGIO: S1

CANTIERE: Lodi (LO)

CASSA : 3

PROFONDITA': da m 10.00

a m 15.00



CASSA : 4

PROFONDITA': da m 15.00

a m 20.00



COMMITTENTE: Fondazione Parco Tecnologico Padano SONDAGGIO: S1

CANTIERE: Lodi (LO)

CASSA : 5

PROFONDITA': da m 20.00

a m 25.00



CASSA : 6

PROFONDITA': da m 25.00

a m 30.00





COMMITTENTE: Fond. Parco Tecnologico Padano CANTIERE: Lodi (LO)	COORDINATE: X= 0.00 Y= 0.00 QUOTA ASS. p.c. 0.00 m slm TIPO ATTREZZATURA: Delta Base 520	DIREZIONE: .. INCLINAZIONE: ..	DATA INIZIO: 23-05-2007 DATA FINE: 23-05-2007
	DESCRIZIONE STRUMENTI Piezometro a tubo aperto da 2" fino a 20.00 m da p.c.	OPERATORE: Sig. S. Ceresa RESPONSABILE: Dott. F. De Bartolo	PERFORAZIONE: S1 PAGINA 1 DI 1

METODO DI PERFORAZIONE	TIPO DI UTENSILE	TIPO DI CORONA	DIAMETRO RIVEST. (mm)	FLUIDO DI PERFORAZIONE	FALDA	m da p.c.	COLONNA STRATIGRAFICA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	m da p.c.	NOTE
ROTAZIONE	Scalpello Tricono d. 101 mm	WIDIA	Diametro 127 mm	ACQUA	3.80 m	1		Argilla limosa grigia-marrone.	1	Descrizione stratigrafica ricavata dall'analisi del cutting e dall'andamento della perforazione a distruzione di nucleo.
						2			2	
						3			3	
						4			4	
						5			5	
						6			6	
						7		Sabbia grigia con rari clasti	7	
						8			8	
						9			9	
						10			10	
						11			11	
						12			12	
						13			13	
						14			14	
						15			15	
						16		Ghiaia con sabbia grigio-nocciola.	16	
						17			17	
						18			18	
						19			19	
						20			20	

RILIEVI H2O DURANTE LA PERFORAZIONE

Profondità Foro (m)	Profondità Rivest.(m)	Data GG-MM-AAAA Ora H-M-S	Misura	Misura nel Piezometro	Profondità Foro (m)	Profondità Rivest.(m)	Data GG-MM-AAAA Ora H-M-S	Misura	Misura nel Piezometro	Profondità Foro (m)	Profondità Rivest.(m)	Data GG-MM-AAAA Ora H-M-S	Misura	Misura nel Piezometro
20.00	0.00	24-05-2007		4.00	20.00	0.00	05-06-2007		3.80					

ALLEGATO B

Schema di installazione della

Strumentazione geotecnica

Committente: Fodazione Parco Tecnologico Padano
Cantiere: Lodi (LO)

PROG.:

Tubo 3" per Down hole: S1

DOC.:

DATI RELATIVI ALLA PERFORAZIONE

A Distruzione da - m a - m

A Carotaggio da 0.00 m a 30.00 m

Diametro rivestimento: 127 mm

Eseguito dal: 19/05/07 al 22/05/07

Schema di installazione

Quote relative p.c.

Verifica quota fondo foro m 30.00

DATI RELATIVI ALL'INSTALLAZIONE

Modalità di cementazione: iniezione

Tipo di miscela: boiaccia

Diametro tubo pvc pesante: 3"

COLLAUDO IN OPERA

Verifica con sonda testimone eseguita in data:

Risultati collaudo e accettabilità dell'installaz.

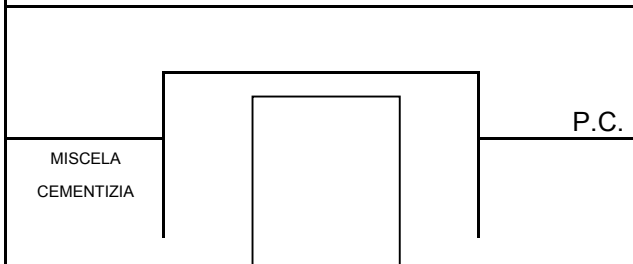
Verifica lavaggio perforazione: OK

Verifica ostruzioni: OK

Verifica protezione: OK

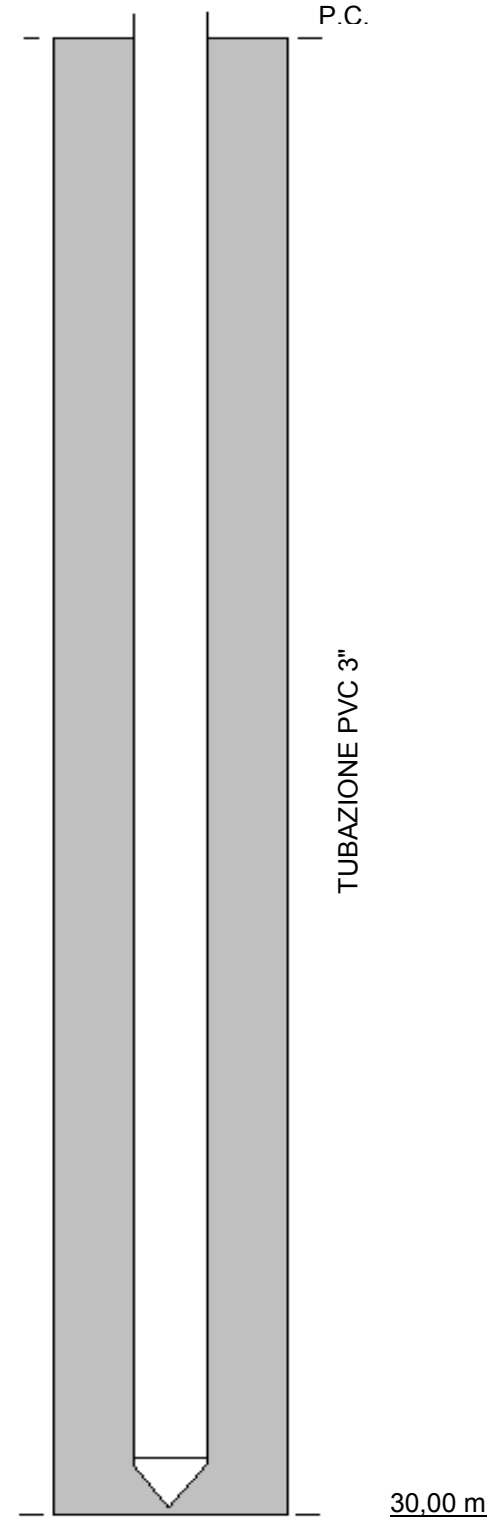
NOTE:

SCHEMA BOCCAFORO:



CEMENTAZIONE (BOIACCA)

TUBAZIONE PVC 3"



Committente: Fondazione Parco Tecnologico Padano

PROG.:

Cantiere: Lodi (LO)

Piezometro a tubo aperto: D1

DOC.:

DATI RELATIVI ALLA PERFORAZIONE

A Distruzione da 0.00 m a 20.00 m

A Carotaggio da - m a - m

Diametro rivestimento: 127 mm

Eseguito dal: 23-05-2007 al 23-05-2007

Schema di installazione

Quote relative p.c.

Verifica quota fondo foro m 20.00

DATI RELATIVI ALL'INSTALLAZIONE

Prof. Tubo fessurato da 3.00 m a 20.00 m

Strato filtrante da 3.00 m a 20.00 m

Materiale: ghiaietto

Sigillatura inferiore da - m a - m

Sigillatura superiore da 1.00 m a 3.00 m

Materiale: bentonite in palline

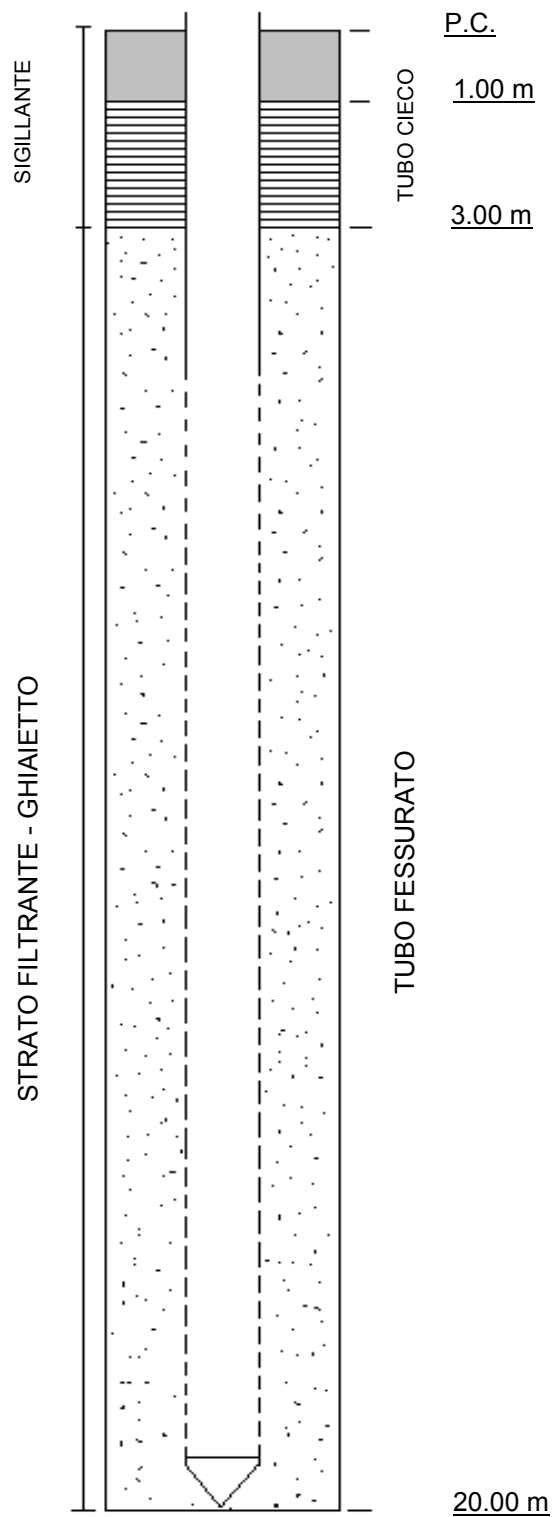
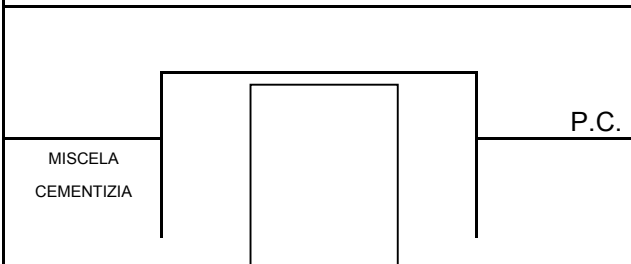
Modalità di cementazione

Miscela: boiacca

Diametro tubo in PVC: 2"

NOTE. :

SCHEMA BOCCAFORO:



DATA: 26-03-2007

COMPILATO DA: Dott. B. Baiguini

ALLEGATO C

Prove di Laboratorio



Concessione Ministeriale Decreto n° 55126 del 12 luglio 2006 - Settori A, B e C

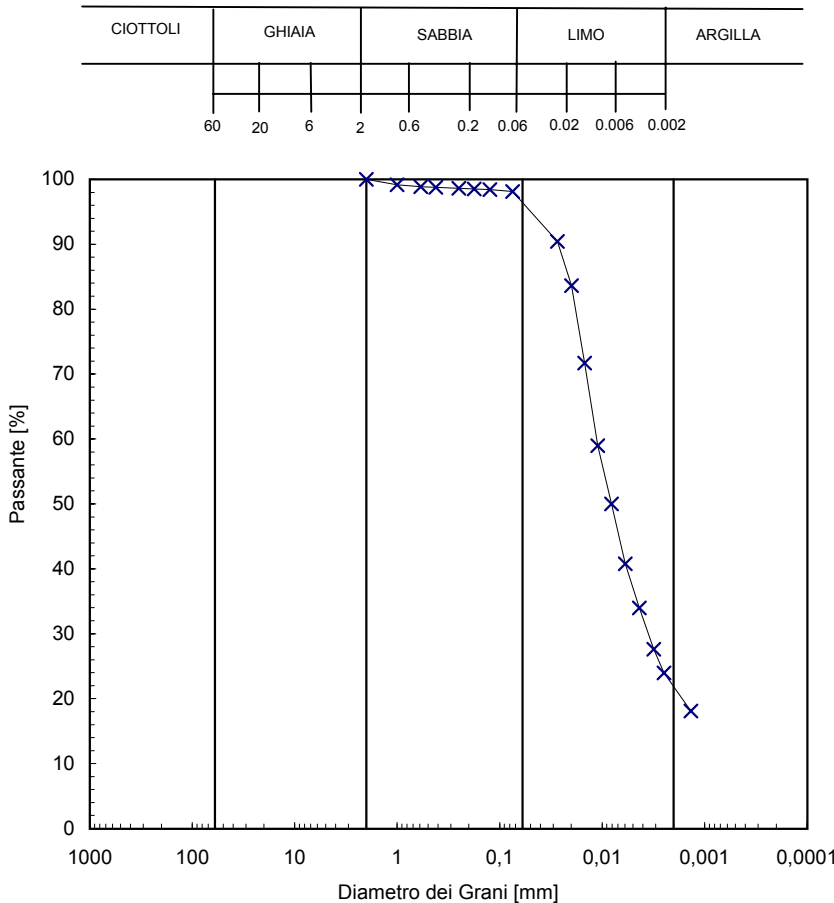
rev.	data emiss.	sperimentatore	direttore	Committente:	FONDAZIONE PARCO TECNO
0	11/06/07	Angeloni	Fioravante	Cantiere:	LODI
Normativa di riferimento: ASTM D422/90				Sondaggio:	S1
N° certificato di prova:				Campione:	CR1
N° verbale di accettazione: 030/2007				Profondità prelievo [m]:	3.75 - 4
				Prova:	Gr1
				Data prova:	01/06/07

Vagliatura

diametro [mm]	Peso tratt. [g]	Peso tratt. [%]
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
2,000	-	-
1,000	4,65	0,8
0,590	1,47	0,3
0,420	0,67	0,1
0,250	0,93	0,2
0,177	0,49	0,1
0,125	0,51	0,1
0,075	1,56	0,3

Aerometria

Tempo [min]	Temp [°C]	Letture [-]
2	22,3	1,0330
4	22,3	1,0308
8	22,1	1,0270
16	22	1,0229
32	21,6	1,0201
64	21,2	1,0172
128	20,8	1,0151
256	20,1	1,0132
418	20,2	1,0120
1445	20,2	1,0101



Curva granulometrica

Diametro [mm]	Passante [%]
2,00,E+00	100,00
1,00,E+00	99,16
5,90,E-01	98,89
4,20,E-01	98,8
2,50,E-01	98,6
1,77,E-01	98,5
1,25,E-01	98,4
7,50,E-02	98,1
2,72,E-02	90,4
1,99,E-02	83,6
1,48,E-02	71,7
1,11,E-02	59,0
8,11,E-03	50,0
5,95,E-03	40,8
4,32,E-03	34,0
3,14,E-03	27,6
2,48,E-03	24,0
1,36,E-03	18,1
-	-
-	-
-	-

Prova	Simbolo	Profondità		Peso Secco Materiale [g]	Metodo Preparazione	% < 0.075mm	% CIOTTOLI	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
		da m	a m								
Gr1	x	3,75	4,00	551,43	VIA UMIDA	98	-	-	4	75	22

D ₆₀	D ₅₀
[mm]	[mm]
1,1,E-02	8,1,E-03

NOTE:

* Ricavato da estrapolazione dei dati sperimentali

Limite liquido 32.9% Limite plastico 21.1%

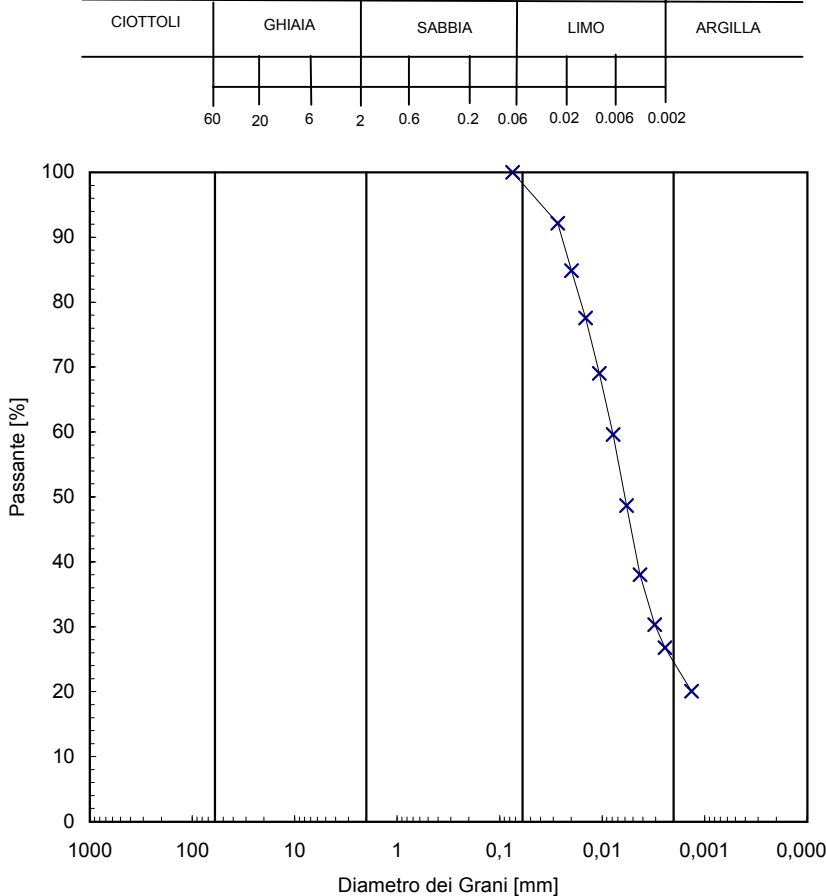


Concessione Ministeriale Decreto n° 55126 del 12 luglio 2006 - Settori A, B e C

rev.	data emiss.	sperimentatore	direttore	Committente:	FONDAZIONE PARCO TECNO
0	11/06/07	Angeloni	Fioravante	Cantiere:	LODI
Normativa di riferimento: ASTM D422/90				Sondaggio:	S1
N° certificato di prova:				Campione:	CR2
N° verbale di accettazione: 030/2007				Profondità prelievo [m]:	7 - 7.2
				Prova:	Gr1
				Data prova:	01/06/07

Vagliatura

diametro [mm]	Peso tratt. [g]	Peso tratt. [%]
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
0,075	-	-



Curva granulometrica

Diametro [mm]	Passante [%]
7,50E-02	100,00
2,72E-02	92,14
1,99E-02	84,88
1,45E-02	77,6
1,06E-02	69,0
7,84E-03	59,6
5,79E-03	48,7
4,26E-03	38,0
3,06E-03	30,3
2,44E-03	26,8
1,34E-03	20,1
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-

Aerometria

Tempo [min]	Temp [°C]	Letture [-]
2	22,2	1,0324
4	22,2	1,0301
8	22,1	1,0278
16	22,1	1,0251
32	21,7	1,0222
64	21,3	1,0188
128	20,9	1,0155
264	20,2	1,0132
420	20,6	1,0120
1450	20,5	1,0099

Prova	Simbolo	Profondità		Peso Secco Materiale [g]	Metodo Preparazione	% < 0.075mm	% CIOTTOLI	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
		da m	a m								
Gr1	x	7,00	7,20	453,04	VIA UMIDA	100	-	-	2	74	25

D ₆₀	D ₅₀
[mm]	[mm]
7,9E-03	6,0E-03

NOTE:
* Ricavato da estrapolazione dei dati sperimentali
Non si esegue la vagliatura poiché il peso secco del trattenuto al vaglio 200 ASTM (0.075mm) è inferiore all' 1 % del peso secco totale.
Limite liquido 35.1% Limite plastico 24.1%

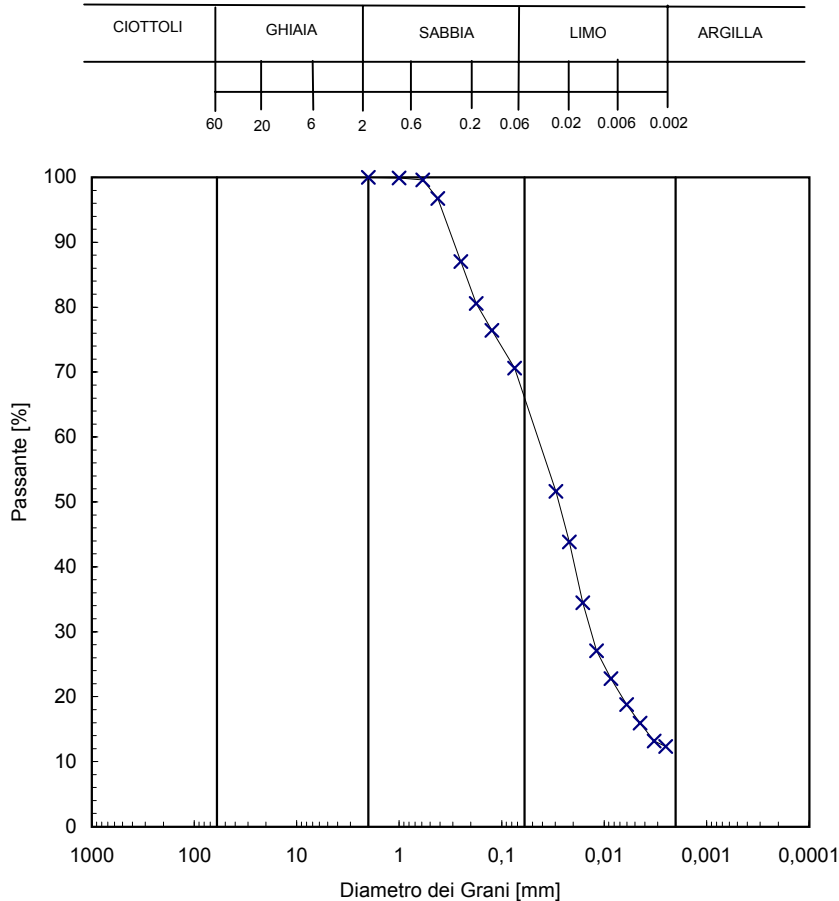
rev.	data emiss.	sperimentatore	direttore	Committente:	FONDAZIONE PARCO TECNO
0	11/06/07	Angeloni	Fioravante	Cantiere:	LODI
Normativa di riferimento: ASTM D422/90				Sondaggio:	S1
N° certificato di prova:				Campione:	CR3
N° verbale di accettazione: 030/2007				Profondità prelievo [m]:	12.8 - 13
				Prova:	Gr1
				Data prova:	31/05/07

Vagliatura

diametro [mm]	Peso tratt. [g]	Peso tratt. [%]
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
2,000	-	-
1,000	0,54	0,1
0,590	1,85	0,3
0,420	18,35	2,9
0,250	61,71	9,7
0,177	41,12	6,5
0,125	26,09	4,1
0,075	37,00	5,8

Aerometria

Tempo [min]	Temp [°C]	Letture [-]
2	22,5	1,0270
4	22,5	1,0235
8	22,4	1,0193
16	22,2	1,0160
32	22	1,0141
68	21,4	1,0124
128	21	1,0112
253	20,2	1,0101
428	20,3	1,0097



Curva granulometrica

Diametro [mm]	Passante [%]
2,00,E+00	100,00
1,00,E+00	99,92
5,90,E-01	99,62
4,20,E-01	96,7
2,50,E-01	87,0
1,77,E-01	80,6
1,25,E-01	76,4
7,50,E-02	70,6
2,96,E-02	51,6
2,18,E-02	43,8
1,62,E-02	34,5
1,19,E-02	27,1
8,58,E-03	22,8
6,03,E-03	18,8
4,47,E-03	15,9
3,25,E-03	13,2
2,50,E-03	12,3
-	-
-	-
-	-
-	-

Prova	Simbolo	Profondità		Peso Secco Materiale [g]	Metodo Preparazione	% < 0,075mm	% CIOTTOLI	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
		da m	a m								
Gr1	x	12,80	13,00	635,37	VIA UMIDA	71	-	-	34	54	12

D ₆₀ [mm]	D ₅₀ [mm]
4,5,E-02	2,8,E-02

NOTE:

* Ricavato da estrapolazione dei dati sperimentali



Concessione Ministeriale Decreto n° 55126 del 12 luglio 2006 - Settori A, B e C

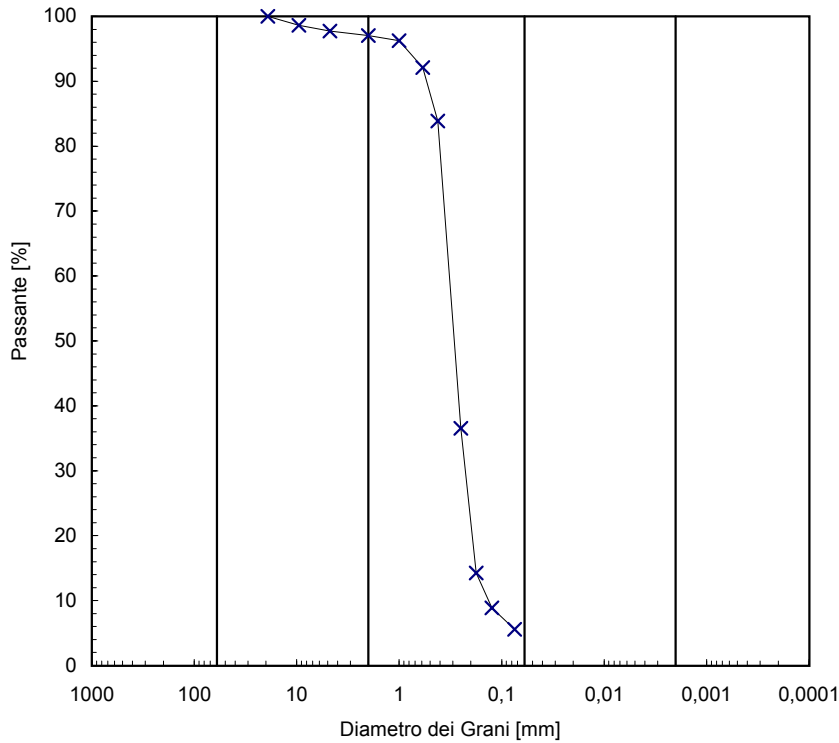
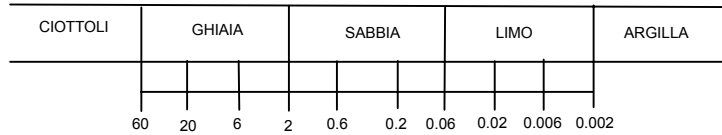
rev.	data emiss.	sperimentatore	direttore	Committente:	FONDAZIONE PARCO TECNO
0	11/06/07	Angeloni	Fioravante	Cantiere:	LODI
Normativa di riferimento: ASTM D422/90				Sondaggio:	S1
N° certificato di prova:				Campione:	CR4
N° verbale di accettazione: 030/2007				Profondità prelievo [m]:	14 - 14.2
				Prova:	Gr1
				Data prova:	31/05/07

Vagliatura

diametro [mm]	Peso tratt. [g]	Peso tratt. [%]
19,100	-	-
9,530	12,07	1,4
4,750	7,75	0,9
2,000	6,16	0,7
1,000	6,93	0,8
0,590	36,12	4,1
0,420	72,47	8,3
0,250	415,00	47,3
0,177	195,42	22,3
0,125	47,00	5,4
0,075	28,98	3,3

Aerometria

Tempo [min]	Temp [°C]	Lettura [-]



Curva granulometrica

Diametro [mm]	Passante [%]
1,91,E+01	100,00
9,53,E+00	98,62
4,75,E+00	97,74
2,00,E+00	97,0
1,00,E+00	96,2
5,90,E-01	92,1
4,20,E-01	83,9
2,50,E-01	36,5
1,77,E-01	14,2
1,25,E-01	8,9
7,50,E-02	5,6
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-

Prova	Simbolo	Profondità		Peso Secco Materiale [g]	Metodo Preparazione	% < 0,075mm	% CIOTTOLI	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
		da m	a m								
Gr1	x	14,00	14,20	876,73	VIA UMIDA	6	-	3	93	4*	0*

D ₆₀	D ₅₀
[mm]	[mm]
3,2,E-01	2,9,E-01

NOTE:

* Ricavato da estrapolazione dei dati sperimentali

Non si esegue l'aerometria poiché il peso secco del passante al vaglio 200 ASTM (0,075mm) è inferiore al 10 % del peso secco totale.

LMAX 26mm.

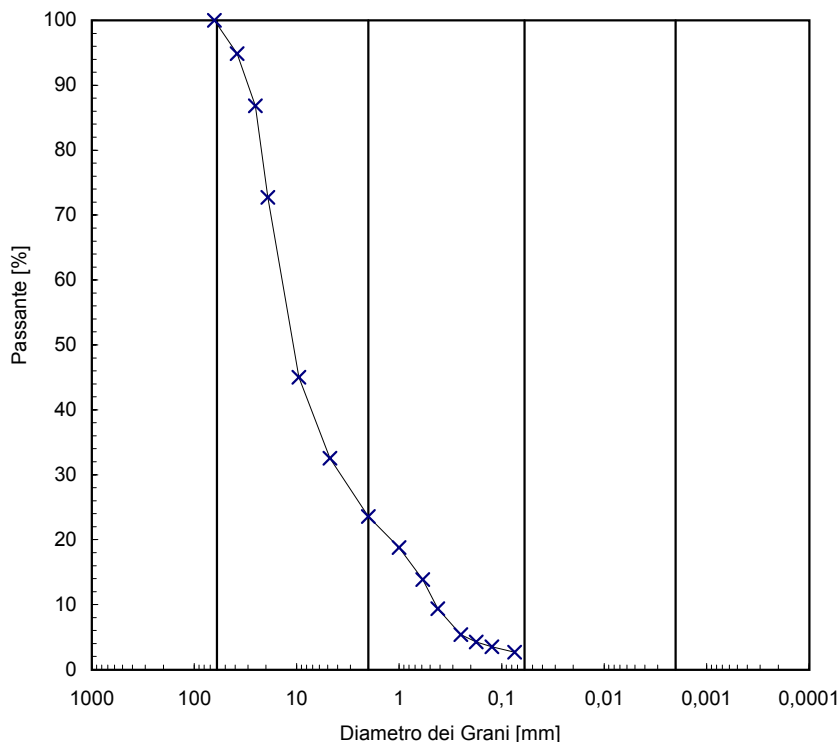
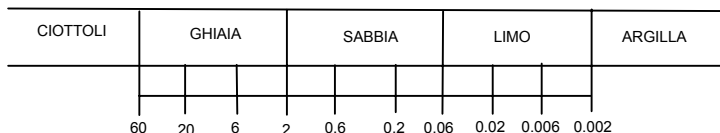
rev.	data emiss.	sperimentatore	direttore	Committente:	FONDAZIONE PARCO TECNO
0	11/06/07	Angeloni	Fioravante	Cantiere:	LODI
Normativa di riferimento: ASTM D422/90				Sondaggio:	S1
N° certificato di prova:				Campione:	CR5
N° verbale di accettazione:				Profondità prelievo [m]:	15.8 - 16
				Prova:	Gr1
				Data prova:	31/05/07

Vagliatura

diametro [mm]	Peso tratt. [g]	Peso tratt. [%]
25,400	160,63	8,0
19,100	283,37	14,1
9,530	556,46	27,7
4,750	250,23	12,5
2,000	180,45	9,0
1,000	95,97	4,8
0,590	98,76	4,9
0,420	90,60	4,5
0,250	80,42	4,0
0,177	22,05	1,1
0,125	15,42	0,8
0,075	16,51	0,8

Aerometria

Tempo [min]	Temp [°C]	Letture [-]



Curva granulometrica

Diametro [mm]	Passante [%]
6,35,E+01	100,00
3,81,E+01	94,85
2,54,E+01	86,85
1,91,E+01	72,7
9,53,E+00	45,0
4,75,E+00	32,6
2,00,E+00	23,6
1,00,E+00	18,8
5,90,E-01	13,9
4,20,E-01	9,4
2,50,E-01	5,4
1,77,E-01	4,3
1,25,E-01	3,5
7,50,E-02	2,7
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-

Prova	Simbolo	Profondità		Peso Secco Materiale [g]	Metodo Preparazione	% < 0.075mm	% CIOTTOLI	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
		da m	a m								
Gr1	x	15,80	16,00	2007,78	VIA UMIDA	3	1	76	21	2*	0*

D ₆₀ [mm]	D ₅₀ [mm]
1,4,E+01	1,1,E+01

NOTE:

* Ricavato da estrapolazione dei dati sperimentali

Non si esegue l'aerometria poiché il peso secco del passante al vaglio 200 ASTM (0.075mm) è inferiore al 10 % del peso secco totale.

LMAX 57mm.

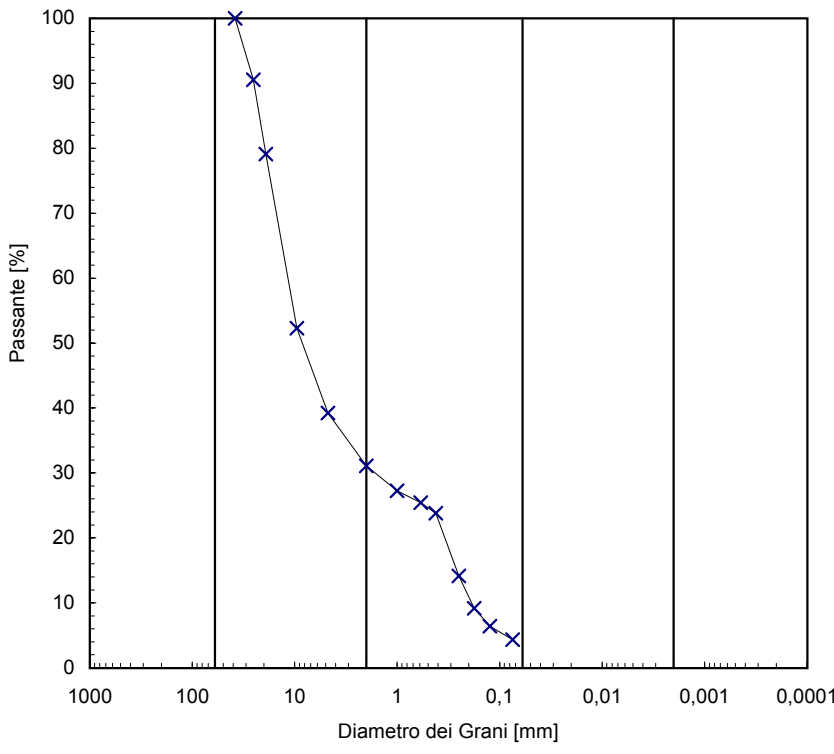
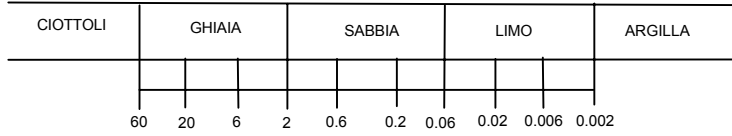
rev.	data emiss.	sperimentatore	direttore	Committente:	FONDAZIONE PARCO TECNO
0	11/06/07	Angeloni	Fioravante	Cantiere:	LODI
Normativa di riferimento: ASTM D422/90				Sondaggio:	S1
N° certificato di prova:				Campione:	CR6
N° verbale di accettazione: 030/2007				Profondità prelievo [m]:	20.25 - 20.45
				Prova:	Gr1
				Data prova:	31/05/07

Vagliatura

diametro [mm]	Peso tratt. [g]	Peso tratt. [%]
25,400	176,05	9,5
19,100	213,19	11,4
9,530	499,27	26,8
4,750	243,24	13,1
2,000	151,72	8,1
1,000	71,59	3,8
0,590	34,04	1,8
0,420	29,67	1,6
0,250	180,01	9,7
0,177	92,91	5,0
0,125	51,99	2,8
0,075	38,51	2,1

Aerometria

Tempo [min]	Temp [°C]	Letture [-]



Curva granulometrica

Diametro [mm]	Passante [%]
3,81,E+01	100,00
2,54,E+01	90,55
1,91,E+01	79,10
9,53,E+00	52,3
4,75,E+00	39,2
2,00,E+00	31,1
1,00,E+00	27,2
5,90,E-01	25,4
4,20,E-01	23,8
2,50,E-01	14,2
1,77,E-01	9,2
1,25,E-01	6,4
7,50,E-02	4,3
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-

Prova	Simbolo	Profondità		Peso Secco Materiale [g]	Metodo Preparazione	% < 0.075mm	% CIOTTOLI	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
		da m	a m								
Gr1	x	20,25	20,45	1862,62	VIA UMIDA	4	-	69	28	3*	0*

D ₆₀	D ₅₀
[mm]	[mm]
1,2,E+01	8,4,E+00

NOTE:

* Ricavato da estrapolazione dei dati sperimentali
Non si esegue l'aerometria poiché il peso secco del passante al vaglio 200 ASTM (0.075mm) è inferiore al 10 % del peso secco totale.
LMAX 49mm.

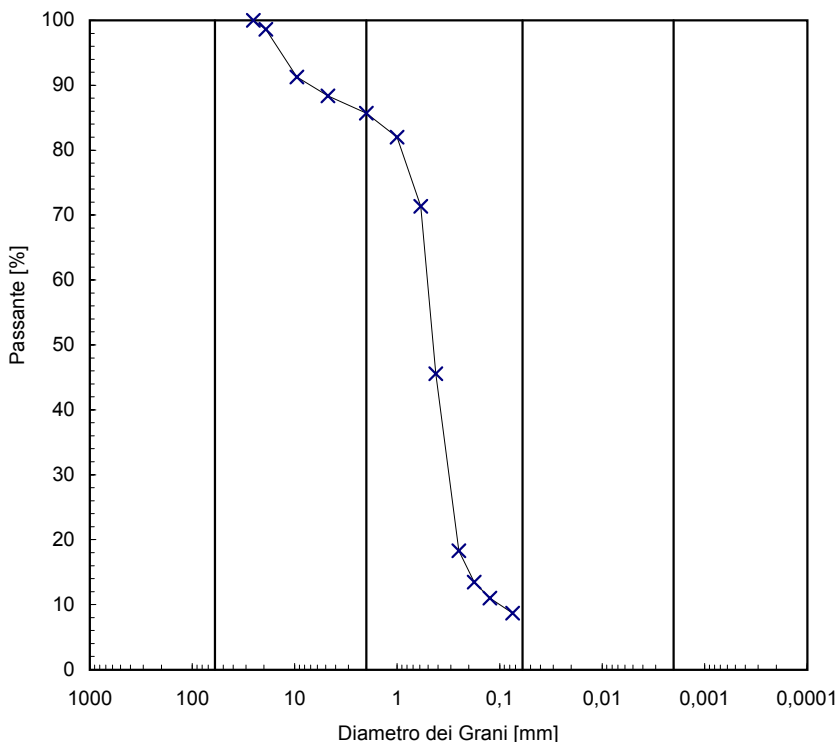
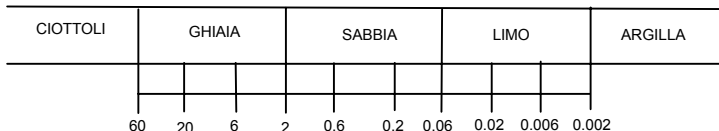
rev.	data emiss.	sperimentatore	direttore	Committente:	FONDAZIONE PARCO TECNO
0	11/06/07	Angeloni	Fioravante	Cantiere:	LODI
Normativa di riferimento: ASTM D422/90				Sondaggio:	S1
N° certificato di prova:				Campione:	CR7
N° verbale di accettazione:				Profondità prelievo [m]:	24.35 - 24.6
				Prova:	Gr1
				Data prova:	31/05/07

Vagliatura

diametro [mm]	Peso tratt. [g]	Peso tratt. [%]
25,400	-	-
19,100	19,53	1,4
9,530	104,74	7,3
4,750	41,54	2,9
2,000	38,14	2,7
1,000	53,18	3,7
0,590	151,69	10,6
0,420	368,46	25,8
0,250	389,33	27,3
0,177	69,17	4,8
0,125	34,92	2,4
0,075	33,46	2,3

Aerometria

Tempo [min]	Temp [°C]	Lettura [-]



Curva granulometrica

Diametro [mm]	Passante [%]
2,54,E+01	100,00
1,91,E+01	98,63
9,53,E+00	91,30
4,75,E+00	88,4
2,00,E+00	85,7
1,00,E+00	82,0
5,90,E-01	71,4
4,20,E-01	45,6
2,50,E-01	18,3
1,77,E-01	13,4
1,25,E-01	11,0
7,50,E-02	8,7
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-

Prova	Simbolo	Profondità		Peso Secco Materiale [g]	Metodo Preparazione	% < 0.075mm	% CIOTTOLI	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
		da m	a m								
Gr1	x	24,35	24,60	1427,73	VIA UMIDA	9	-	14	78	8*	0*

D ₆₀	D ₅₀
[mm]	[mm]
5,1,E-01	4,5,E-01

NOTE:

* Ricavato da estrapolazione dei dati sperimentali

Non si esegue l'aerometria poiché il peso secco del passante al vaglio 200 ASTM (0.075mm) è inferiore al 10 % del peso secco totale.

LMAX 26mm.



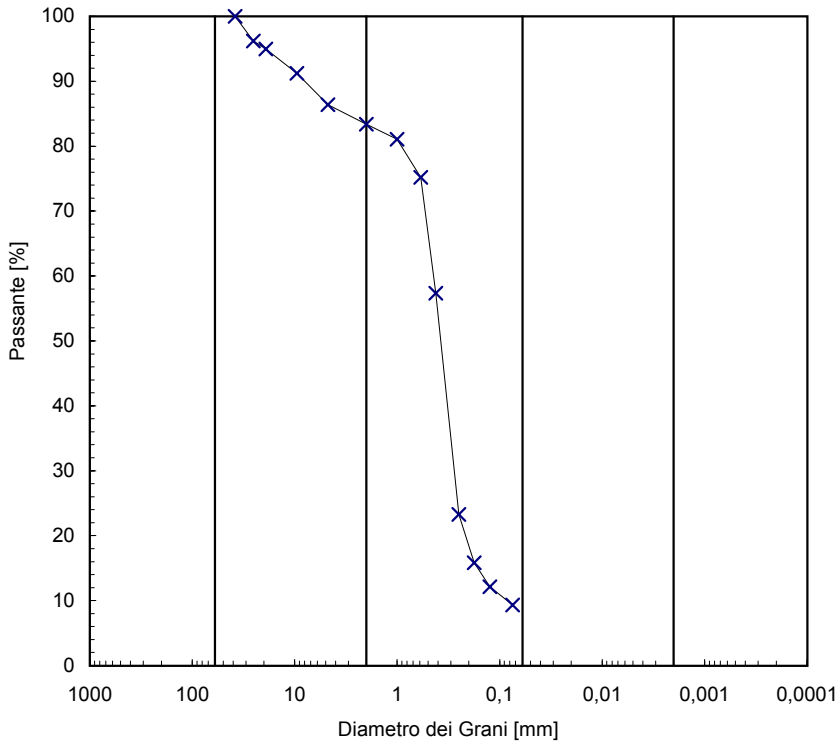
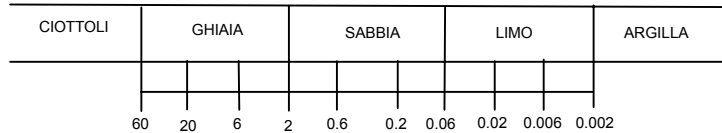
rev.	data emiss.	sperimentatore	direttore	Committente:	FONDAZIONE PARCO TECNO
0	11/06/07	Angeloni	Fioravante	Cantiere:	LODI
Normativa di riferimento: ASTM D422/90				Sondaggio:	S1
N° certificato di prova:				Campione:	CR8
N° verbale di accettazione: 030/2007				Profondità prelievo [m]:	26.35 - 26.55
				Prova:	Gr1
				Data prova:	31/05/07

Vagliatura

diametro [mm]	Peso tratt. [g]	Peso tratt. [%]
25,400	51,48	3,8
19,100	16,68	1,2
9,530	50,06	3,7
4,750	65,74	4,9
2,000	40,66	3,0
1,000	31,35	2,3
0,590	78,80	5,8
0,420	241,62	17,9
0,250	460,07	34,1
0,177	100,52	7,4
0,125	49,75	3,7
0,075	38,06	2,8

Aerometria

Tempo [min]	Temp [°C]	Letture [-]
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-



Curva granulometrica

Diametro [mm]	Passante [%]
3,81,E+01	100,00
2,54,E+01	96,19
1,91,E+01	94,95
9,53,E+00	91,2
4,75,E+00	86,4
2,00,E+00	83,4
1,00,E+00	81,0
5,90,E-01	75,2
4,20,E-01	57,3
2,50,E-01	23,3
1,77,E-01	15,8
1,25,E-01	12,1
7,50,E-02	9,3
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-

Prova	Simbolo	Profondità		Peso Secco Materiale [g]	Metodo Preparazione	% < 0.075mm	% CIOTTOLI	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
		da m	a m								
Gr1	x	26,35	26,55	1350,68	VIA UMIDA	9	-	17	75	8*	0*

D ₆₀	D ₅₀
[mm]	[mm]
4,4,E-01	3,8,E-01

NOTE:

* Ricavato da estrapolazione dei dati sperimentali

Non si esegue l'aerometria poiché il peso secco del passante al vaglio 200 ASTM (0.075mm) è inferiore al 10 % del peso secco totale.

LMAX 58mm.

Comune di Lodi

POLO DELL'UNIVERSITÀ
E DELLA RICERCA A LODI

Nuovi edifici della Facoltà di Medicina
Veterinaria e della Facoltà di Agraria

Oggetto

Indagini

Indagine down-hole nel pozzo S1

Documento n.

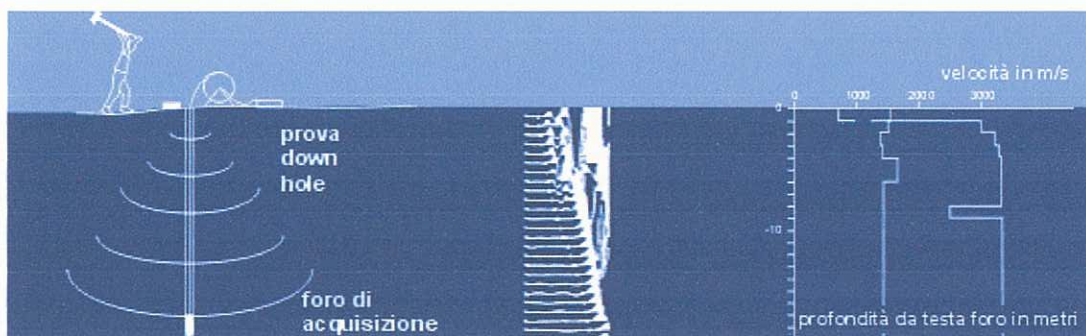
R102

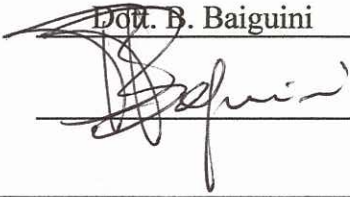

Data

Scala

20.11.2009

-

Fondazione Parco Tecnologico Padano**LODI (LO)****INDAGINE DOWN-HOLE NEL POZZO S1**

Data	Protocollo	Redatto da:	Verificato da:
Giugno 2007	BG/28/07	Dott. B. Baiguini 	 Dott. GIOVANNI PRISINZANO

1.	PREMESSA	3
2.	INDAGINI EFFETTUATE	3
3.	METODOLOGIA SISMICA DOWN-HOLE.....	4
4.	CORRELAZIONE TRA LE VELOCITA' DELLE ONDE SISMICHE ED I PARAMETRI ELASTICI E GEOMECCANICI.....	7
5.	STRUMENTAZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI	13
6.	RISULTATI.....	14
6.1.	Correlazioni fra dati geosismici e stratigrafia	16

ALLEGATI

DH1 S1	Elaborati grafici velocità sismiche misurate e moduli elastici calcolati Tabella di sintesi
--------	--

1. PREMESSA

Il 5 giugno 2007, la Teknos Srl ha eseguito, per ordine e conto della Fondazione Parco Tecnologico Padano, una prospezione geofisica in pozzo, finalizzata allo studio dei terreni di fondazione delle nuove strutture civili che sorgeranno nei pressi dell'ospedale veterinario.

Il progetto prevede la costruzione di tali edifici in una zona agricola non interessata da precedenti infrastrutture.

Lo scopo di queste indagini è stato quello di determinare le caratteristiche geotecniche dei "terreni", tramite analisi indirette di tipo geosismico. Le informazioni ricavate da quest'indagine, denominata "Prova Down hole", hanno permesso di valutare i moduli elastici dei "terreni" in ambito dinamico, nonché valutare la velocità caratteristica Vs30 secondo le indicazioni dell' O.P.C.M. 3274-20/3/03.

Le indagini Down hole si basano sulla misura dei tempi di transito delle onde sismiche rifratte di tipo P e Sh che, generate in superficie, attraversano il sottosuolo e raggiungono un geofono posto a varie quote in un pozzo di sondaggio predisposto.

2. INDAGINI EFFETTUATE

L'ubicazione dell'indagine è strettamente collegata alle caratteristiche dell'intervento in progetto.

La prova è stata effettuata nel pozzo S1, che è stato perforato con tecnica a carotaggio continuo.

La finalità di tale pozzo era quella d'indagare il sottosuolo nella zona centrale delle nuove infrastrutture. Il pozzo, è stato eseguito con direzione verticale.

Di seguito il dettaglio della prova:

Nome sezione	Lunghezza (m)	passo geofoni	nr. Geofoni
DH1 - S1	0 - 30	1m	3



Parco tecnologico Padano (LO) - Ubicazione sondaggio S1 (CTR grid 1:10.000)

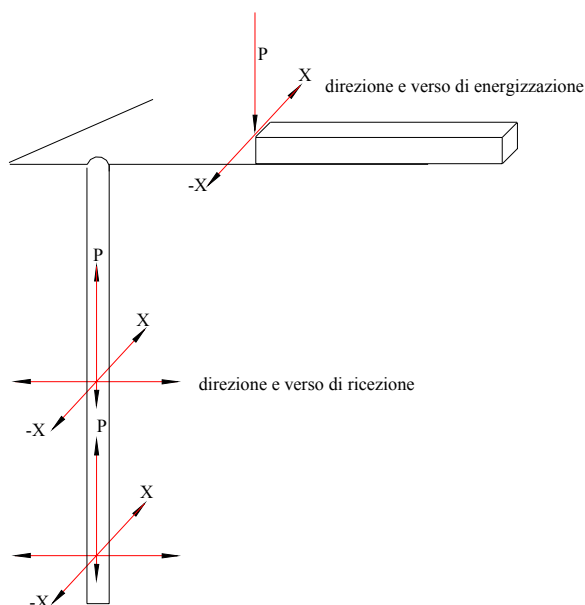
3. METODOLOGIA SISMICA DOWN-HOLE

Le prove sismiche Down-Hole vengono eseguite con lo scopo di misurare la velocità delle onde sismiche dirette, che si propagano dalla superficie e raggiungono un geofono posto a varie profondità in pozzo.

L'esecuzione della prova down-hole prevede la produzione d'energia sismica nel terreno in prossimità del sondaggio, ad una distanza tra i 100 e 300 cm da boccaforo. Nel pozzo, opportunamente completato con la cementazione di una camicia in PVC, sono posti una/ due serie di geofoni triassiali orientati secondo le direzioni ortogonali.

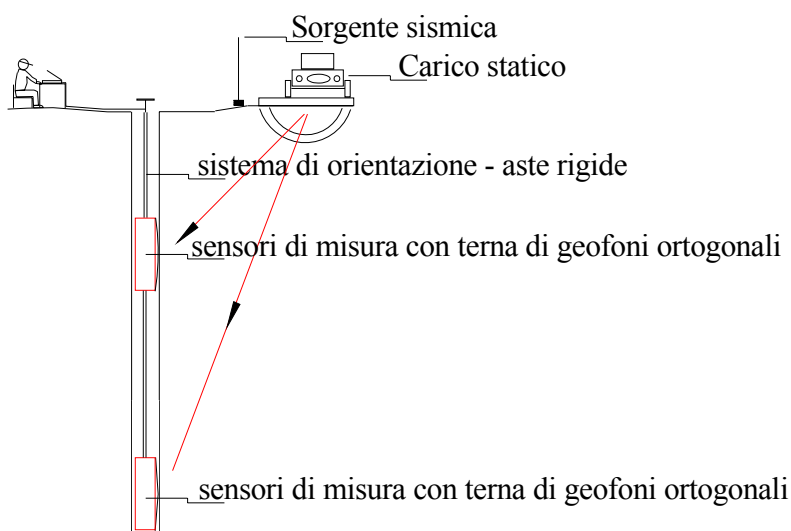
Il punto di energizzazione può essere costituito o da un blocco di cemento o da una trave di legno alla quale è applicato un carico statico per renderla solidale al terreno.

La generazione delle onde sismiche avviene sia in direzione verticale al terreno sia in direzione orizzontale, cioè parallelamente al suolo. Nel primo caso saranno generate prevalentemente onde compressive (P) che si propagano in profondità e vengono registrate al meglio dal geofono verticale. Nel secondo caso verranno generate prevalentemente onde di taglio (S), che sono meglio osservabili sui sismogrammi prodotti dai geofoni ad asse orizzontale.



Il sistema d'acquisizione delle onde sismiche, costituito da un Sismografo Geometrics Geode 24, è in grado di registrare simultaneamente le tracce provenienti dai relativi geofoni orientati. La registrazione degli impulsi sismici avviene sia mediante stampa su carta termica sia su Hard disk in formato digitale (SEG-2) per le successive elaborazioni.

I geofoni triassiali sono solidali ad una batteria di aste rigide, che permette l'orientazione dei geofoni orizzontali rispetto alla direzione della sorgente sismica. Infatti la possibilità di mantenere la direzione delle onde sismiche di taglio, generate in superficie, parallele all'asse di uno di questi geofoni (e quindi perpendicolare all'asse del secondo), consente una migliore determinazione dei parametri sismici del sismogramma (first-break time) riducendo, così, la percentuale di errore dovuto alle distorsioni dei treni d'onda generati dal Noise ambiente.



Le onde di taglio hanno velocità inferiori a quelle delle onde compressive e, quindi, raggiungono la terna geofonica successivamente al transito del primo fronte d'onde primario. Questo passaggio costituisce un disturbo per la misura dei tempi di arrivo delle onde trasversali, poiché i geofoni orizzontali sono ancora sotto l'effetto delle oscillazioni causate dal treno delle onde compressive.

Per migliorare il rapporto fra l'energia dell'onda compressiva e l'energia dell'onda trasversale a favore di quest'ultima, si realizza una doppia energizzazione orizzontale con verso opposto. Questa procedura di campagna permette poi, in fase d'elaborazione dati, di poter eseguire il confronto delle singole forme d'onda acquisite con la forma d'onda risultante. In pratica, le registrazioni prodotte con un'energizzazione in senso orizzontale, permettono la sottrazione delle forme d'onda della "battuta destra" con la "battuta sinistra", in modo che il primo arrivo sarà costituito principalmente dalle onde di taglio. Le onde compressive ed il Noise, sia organizzato sia Random, tenderanno a ridursi in ampiezza, mentre le onde di taglio (che invertono in polarità secondo la direzione di battuta) tenderanno a sommarsi aumentando così l'ampiezza.

In generale, sia per la registrazione delle onde P sia per quelle S, si utilizza il metodo delle "Sommatorie" (Vertical Stack), per migliorare il rapporto Segnale/Disturbo (o S/N). Tale tecnica consiste nel sommare, in senso algebrico, le ampiezze del segnale registrato e generato da energizzazioni multiple. Considerando che le "geometrie" di registrazione e le traiettorie delle onde sismiche rimangano costanti, si otterranno sismogrammi che differiranno solo per il contenuto in

Rumore (Noise) prodotto dall'ambiente circostante (macchinari industriali, traffico automezzi, induzione elettrica, ecc.).

La somma algebrica delle ampiezze del segnale acquisito al medesimo tempo di registrazione, ridurrà le ampiezze del Rumore casuale (Random Noise) ed aumenterà le ampiezze del segnale sismico che raggiungerà il geofono sempre al medesimo istante.

Nell'indagine in oggetto, sono stati applicati valori di Verticali Stack compresi fra 1 e 7.

L'analisi dei dati prevede che le battute eseguite in diversi momenti, siano raccolte a costruire un unico sismogramma, identico a quello che sarebbe stato ottenuto da una catena costituita da un numero di geofoni pari alle posizioni di misura nel foro.

4. CORRELAZIONE TRA LE VELOCITA' DELLE ONDE SISMICHE ED I PARAMETRI ELASTICI E GEOMECCANICI

La liberazione istantanea d'energia nel terreno genera un sistema di onde sismiche la cui propagazione è regolata dalle classiche leggi dell'ottica fisica.

Le deformazioni e le tensioni generate da una sollecitazione artificiale impulsiva sono abbastanza complesse ma nell'ambito di cui si tratta in queste note è sufficiente fare riferimento ai due tipi principali di onde sismiche, dette anche onde di volume (body waves): le onde sismiche di compressione (longitudinali, onde prime) e le onde sismiche di taglio (trasversali, onde seconde).

L' "energizzazione sismica" del terreno, eseguita dalla superficie tramite una massa battente, genera sia onde di volume (P, S) sia onde di superficie (Rayleigh e Love), che si propagano principalmente negli strati più superficiali.

Nel loro complesso, le onde sismiche artificiali creano sollecitazioni modestissime e conseguenti deformazioni nel mezzo attraversato, che generalmente ricadono nel campo elastico del diagramma sforzi/deformazioni. Pertanto in quest'ambito sono applicabili le relazioni classiche della teoria dell'elasticità.

Le onde sismiche longitudinali sono deformazioni che si propagano in linea retta, con un'alternanza continua di compressioni e dilatazioni della materia lungo il percorso di propagazione.

Ogni particella di materia oscilla attorno al suo punto di quiete lungo un asse coincidente con il raggio di propagazione (traiettoria) dell'onda sismica.

Le onde sismiche di taglio, sono invece deformazioni che si propagano nella stessa direzione delle precedenti ma con movimento oscillatorio delle particelle ortogonale alla traiettoria dei raggi sismici.

Per la descrizione dettagliata di questi fenomeni è sufficiente far riferimento ai testi generali di geofisica.

La velocità di propagazione delle onde sismiche dipende dalle costanti elastiche e dalla densità del mezzo attraversato, cosicché risulta variabile in funzione delle caratteristiche geomeccaniche e fisiche del terreno o delle rocce attraversate.

In ogni materiale le velocità di propagazione dei vari tipi di onde differiscono tra loro: le più veloci sono le onde di compressione, cui seguono le onde di taglio e successivamente le onde superficiali.

Dal punto di vista teorico, le tensioni e le deformazioni che si generano nel campo sismico sono di modestissima entità, cosicché anche il terreno e le rocce sollecitate in quest'ambito possono essere considerati, in prima approssimazione, come materiali omogenei, isotropi ed elastici. In questi è applicabile la legge di Hooke (correlazione tra lo sforzo applicato **d** e la deformazione prodotta **e**):

$$d = e \times E$$

La costante **E**, definita come rapporto tra sollecitazione e conseguente deformazione longitudinale, rappresenta il modulo elastico (o di Young) del materiale. E' importante porre l'accento che in campo dinamico si parla di modulo elastico dinamico (e non statico), ricavandosi tale modulo da prove dinamiche (o sismiche).

- Il rapporto tra la sollecitazione ortogonale (trasversale o di taglio) e la deformazione definisce il modulo di elasticità tangenziale (o di taglio) **G**.
- Il rapporto tra la tensione idrostatica e la deformazione cubica (o di volume) definisce il modulo di compressione cubica (o Bulk Modulus) **k**.

- Infine il modulo (o rapporto) di Poisson ν , è definito come il rapporto tra la deformazione trasversale e quella longitudinale.

Tale modulo varia da 0 a 0.5 con valore medio di 0.25 per molte rocce: i valori tendono a 0.05 per materiali estremamente duri ed a 0.45 per i materiali incoerenti.

Per i fluidi, il modulo di Poissons assume il valore limite di 0.5.

In senso più generale possono ancora essere definite le costanti di Lamè I e m come caratteristiche elastiche indipendenti dalle direzioni lungo le quali vengono registrate le deformazioni. Queste due costanti sono definite dalle relazioni:

$$I = \frac{\nu \times E}{[(1+\nu)(1-2\nu)]} \quad (1)$$

$$m = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2)$$

Analogamente i due moduli E e ν possono essere espressi in funzione delle costanti di Lamè I e m :

$$E = \frac{m(3I+2m)}{(I+m)} \quad (3)$$

$$\nu = \frac{I}{[2(I+m)]} \quad (4)$$

La seconda costante di Lamè m ha lo stesso significato fisico del modulo d'elasticità tangenziale G prima definito.

Dimensionalmente il modulo elastico e le due costanti di Lamè esprimono il rapporto tra una forza ed una superficie mentre il modulo di Poisson è adimensionale.

Un'ultima costante entra a far parte delle relazioni tra caratteristiche elastiche e velocità sismica: si tratta della densità r espressa come rapporto tra massa e volume.

Le velocità longitudinale V_p e trasversale V_s si correlano alle costanti elastiche con le relazioni:

$$V_p = \left[\frac{I + 2m}{r} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$V_s = \left[\frac{m}{r} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

Pertanto, avendo determinato i valori di V_p e V_s con rilievi sismici ed il valore della densità con prove di laboratorio, è possibile calcolare i valori delle costanti elastiche che caratterizzano i terreni esaminati con le espressioni:

$$\nu = 0.5 \times (V_p/V_s)^2 / 2 [(V_p/V_s)^2 - 1] \quad (7)$$

$$E = r \times v_p^2 \times \frac{[(1+\nu)(1-2\nu)]}{(1-\nu)} = 2r \times v_s^2 (1+\nu) \quad (8)$$

L'analisi delle varie relazioni illustrate permette una serie di considerazioni assai interessanti che si traducono in altrettanti comportamenti fisici riscontrabili nell'applicazione pratica.

Il confronto fra le espressioni (5) e (6) delle velocità conferma come, per uno stesso materiale, la velocità delle onde longitudinali abbia sempre un valore superiore di quella trasversale.

Per i fluidi il modulo di Poisson vale 0.5 e la seconda costante di Lamè $m = 0$: ne risulta che nei fluidi non possono essere trasmessi sforzi di taglio e quindi, l'unica velocità sismica calcolabile è solo quella riferita alle onde longitudinali.

Il rapporto tra le velocità di propagazione V_s/V_p è solo funzione del modulo di Poisson: al variare del modulo da 0 a 0.5, il rapporto varia da 0.7 a 0. Per il valore medio delle rocce ($\nu = 0.25$) il rapporto vale $V_s/V_p = 0.58$.

Merita essere ricordato, infine, che i parametri ricavati per via dinamica hanno in genere valori superiori a quelli ricavati da prove statiche in laboratorio, proprio per il diverso campo di sollecitazione applicata e la differente deformazione raggiunta.

I valori teorici della velocità di propagazione delle onde longitudinali variano da poche centinaia di metri al secondo sino ad alcune migliaia (7-8) di metri al secondo.

Velocità delle onde compressionali inferiori alla velocità del suono nell'aria (circa 344 m/s), sono misurabili in terreni soffici superficiali anidri con elevato contenuto di materiali organici.

Gli stessi materiali (strato areato), saturi d'acqua, incrementano i loro valori sino a 500-800 m/s.

I terreni incoerenti alluvionali, presentano velocità sismiche variabili tra 600 e 2200 m/s circa, con prevalenza di velocità superiori a 1500 m/s per quelli saturi d'acqua (terreni in falda).

Si ricorda che il valore della velocità acustica nell'acqua varia tra 1480 e 1520 m/s in funzione della temperatura e della salinità.

La velocità nelle rocce sedimentarie (misurata in laboratorio), è compresa tra valori di 2000 e 5500 m/s circa, incrementandosi sia con la profondità dei sedimenti [f (D)] che con la loro età geologica.

In generale, le velocità sismiche delle rocce metamorfiche si attestano tra i valori di 3000 e 5000 m/s, mentre le velocità sismiche nelle rocce ignee intrusive ed effusive possono raggiungere valori massimi di 6500 m/s.

A causa del comportamento anisotropico delle rocce (s.l.), tutti questi valori cambiano in funzione della direzione di propagazione delle onde sismiche rispetto alla stratificazione ed alla fratturazione, con differenze apprezzabili dal 5 al 20%. In particolare, nelle rocce metamorfiche scistose (filladi, micascisti, ecc.) il fenomeno dell'anisotropia sismica è assai evidente.

I suddetti valori, che si riferiscono a rocce sane, compatte ed omogene, tendono a decrescere in funzione dell'alterazione dei loro componenti mineralogici, del grado di fratturazione e delle discontinuità stratigrafiche(s.l.) presenti nell'ammasso roccioso.

Da tutte queste premesse scaturisce che, per via sismica, è possibile effettuare la caratterizzazione geomeccanica di un ammasso roccioso, o comunque di un grande volume di terreno, ottenendo valori significativi dell'insieme piuttosto che del puntuale.

A tal proposito, si rammenta che la classificazione della “qualità” di un ammasso roccioso può essere effettuata anche calcolando l'*Indice di Velocità Relativa*, vale a dire il rapporto fra le velocità delle onde Longitudinali misurate in sito (V_p) e le velocità delle onde Longitudinali misurate in laboratorio (V_{plab}). Il rapporto è pari a 1 per ammassi senza discontinuità e/o alterazioni, mentre decresce in funzione dell'aumento della fratturazione e del degrado litologico. Tale approccio permette di valutare la qualità dell'ammasso in profondità confermando, o meno, i parametri RQD e la percentuale di carotaggio.

5. STRUMENTAZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI

Le acquisizioni sono state eseguite con un sismografo Geometrics GEODE 24, collegato a un geofono tridimensionale ancorato alle pareti del foro grazie ad un dispositivo pneumatico.

L'“energizzazione” del terreno è avvenuta a testa foro su un apposito asse ancorato al terreno. L'impulso di Trigger è stato dato dalla chiusura di un circuito collegato alla mazza battente.

L'elaborazione dei dati è avvenuta con uno specifico programma, rispettando la seguente procedura di trattamento:

- ❑ immissione dei files dei dati in sequenza alle varie profondità;
- ❑ estrazione della componente longitudinale della vibrazione sismica dal segnale del geofono verticale;
- ❑ composizione, per rotazione della componente trasversale della vibrazione sismica, a partire dai segnali dei geofoni orizzontali;
- ❑ definizione dei tempi di arrivo per le onde longitudinali e trasversali;
- ❑ calcolo delle distanze oblique fra i punti di energizzazione e di ricezione e loro trasformazione in distanze verticali;
- ❑ compilazione e stampa delle tabelle e plottaggio delle forme d'onda relative alle onde longitudinali e trasversali.

6. RISULTATI

L'indagine Down-hole eseguita nel pozzo S1, sito nell'area del Parco Tecnologico, ha permesso d'ottenere alcune informazioni di carattere geofisico, che possono contribuire a meglio definire le caratteristiche geotecniche dei terreni superficiali presenti in quest'area.

I risultati ottenuti sono dettagliatamente illustrati negli allegati grafici e nella tabella di sintesi.

Il grafico, che mostra le dromocrone (T-Z), offre una prima immagine caratteristica delle velocità delle onde compressionali e trasversali nei "terreni" attraversati dal sondaggio S1.

Un semplice indice, indicante la "qualità" geosismica del volume di terreno indagato, è rappresentato dalle velocità medie, calcolate nel tratto compreso fra il subaerato (-2m) ed il fondo pozzo (-30m), ovvero:

$$V_{pm} = 1363 \text{ m/s} ; \quad V_{sm} = 714 \text{ m/s}$$

L'analisi dettagliata delle dromocrone, ha permesso di porre in evidenza alcuni segmenti delle curve in cui il gradiente di velocità è relativamente costante. La suddivisione delle dromocrone in "sismostrati", basata sull'osservazione di velocità sismiche omogenee, sottolinea la differenza d'approccio metodologico rispetto alle classiche tecniche d'analisi geologico-strutturali e stratigrafiche.

I grafici finali mostrano come sia stato possibile individuare quattro intervalli del sottosuolo, denominati *SismoStratoS1*, *SismoStratoS2*, *SismoStratoS3*, *SismoStratoS4* e *SismoStratoS5*, che rappresentano 5 livelli con caratteristiche geosismiche significativamente differenti.

Infatti, i limiti risolutivi di tale metodologia geofisica sono notevolmente influenzati dai valori delle lunghezze d'onda delle onde acustiche che transitano nei terreni, nonché dal Noise ambiente e dallo spettro di frequenza utile registrabile. Nei terreni cosiddetti a "bassa velocità" delle onde P (300 – 1000 m/s), è sovente possibile ottenere una maggiore "discriminazione" fra "P" ed "S", a parità di frequenza, proprio a causa dei più elevati tempi di transito delle onde acustiche. Per terreni "veloci", la valutazione dei tempi d'arrivo delle onde trasversali, è spesso più difficile. La lettura dei tempi di primo arrivo è resa ancora più complicata nelle zone interessate da elevato Noise-Ambiente (traffico, macchinari industriali, linee elettriche, ecc.).

Nella prova down-hole, eseguita nel pozzo S1, i valori delle velocità intervallari delle onde P (relative ad ogni sismostrato) sono compresi tra 400 e 1815 m/s circa, mentre per le onde trasversali i valori variano tra 182 e 962 m/s circa.

Nel dettaglio, i 5 intervalli individuati sulle dromocrone, presentano le seguenti caratteristiche sismiche:

1. Da p.c. a -2 m (zona areata); si evidenziano modesti valori di velocità sismiche:

$$V_p = 400 \text{ m/s} ; V_s = 182 \text{ m/s}$$

2. Il successivo tratto di curva mostra un discreto aumento del gradiente di velocità che si mantiene costante sino alla profondità di 6 m da p.c.;

$$V_p = 660 \text{ m/s} ; V_s = 363 \text{ m/s}$$

3. Da 6 m a 11 m da p.c., si osserva uno spiccato aumento delle velocità sismiche:

$$V_p = 1246 \text{ m/s} ; V_s = 607 \text{ m/s}$$

4. Da 11 m a 24 m da p.c, si evidenziano i *valori di velocità più elevati*, riferiti al tratto indagato (0 – 30 m):

$$V_p = 1815 \text{ m/s} ; V_s = 962 \text{ m/s}$$

5. Da 24 m a 30 m da p.c., le velocità intervallari diminuiscono di circa il 25 % rispetto al sismostrato soprastante:

$$V_p = 1360 \text{ m/s} ; V_s = 670 \text{ m/s}$$

La tecnica d'acquisizione dei dati sismici in pozzo, ha permesso di calcolare le cosiddette velocità intervallari per ogni sismostrato. Questi valori sono da considerarsi assai prossimi a quelli reali (considerati come sommatoria di strati di spessore infinitesimo) e, quindi, non sono "mediati" con i valori delle velocità sismiche rilevate nei sismostrati soprastanti o sottostanti l'intervallo analizzato.

Le suddette velocità sismiche sono da considerarsi rappresentative del volume di terreno interessato (s.l.) ma, nel caso fossero presenti formazioni rocciose, i valori di velocità sismica in situ potrebbero differire notevolmente da quelli misurati su provini di laboratorio.

6.1. Correlazioni fra dati geosismici e stratigrafia

Il sondaggio di perforazione S1 ha evidenziato la presenza di terreni incoerenti a granulometria compresa fra le argille limose e le ghiaie sabbiose.

In tali litologie, la presenza della falda acuifera gioca un ruolo importante non solo dal punto di vista geotecnico, ma anche per quello geosismico. Infatti, le velocità delle onde sismiche longitudinali (V_p), nei terreni “granulari”, sono influenzate sia dalle caratteristiche dello scheletro solido sia dal grado di saturazione idrica. In questi casi, i valori delle V_p relativi ai “terreni” in falda sono generalmente più elevati rispetto a quelli del medesimo terreno in condizioni anidre, cosicché il rapporto fra velocità delle onde longitudinali e trasversali, i parametri elastici calcolati ed il valore del coefficiente di Poisson, potrebbero indicare caratteristiche geomeccaniche ed elastiche relativamente più scadenti della realtà.

Nel caso del pozzo S1 si segnala la presenza della superficie piezometrica a circa 4 m da p.c.

La stratigrafia del sondaggio S1 mostra, complessivamente, che il tratto indagato è costituito da alternanze di livelli ghiaioso-sabbiosi e limoso-argillosi.

Le litologie in esame dovrebbero appartenere ai depositi Quaternari attuali, recenti continentali post-glaciali e alluvionali.

In particolare, la presenza del Fiume Adda nelle vicinanze, in un'area francamente pianeggiante e di genesi alluvionale, dovrebbe indicare la presenza di depositi superficiali relativamente poco costipati (o poco compatti) a causa delle frequenti divagazione del corso fluviale in epoca remota.

Più in profondità, a causa del carico litostatico, unitamente alla presenza di granulometrie relativamente più grossolane e probabilmente non rimaneggiate, vi sarebbero terreni più compatti.

La stratigrafia del sondaggio S1 indica, oltre alla presenza di depositi di origine fluviale, anche livelli argillosi-torbosi, tipici di zone meandriiformi e/o palustri.

Dal punto di vista simostratigrafico si osserva che i dati, acquisiti con la prova Down-hole, possono essere ben correlati con la litostratigrafia del sondaggio meccanico, ovvero:

SismoStrato S1 (da p.c. a -2m): livello areato, costituito da suolo vegetale limoso-argilloso con frequenti frustoli vegetali. Le basse velocità delle onde longitudinali e trasversali (400 m/s e 182 m/s) concordano con l'aspetto visivo presentato dai reperti carotati.

SismoStrato S2 (da -2m a -6m circa): livello sabbioso-argilloso con alternanze leggermente più limose. Le velocità sismiche intervallari sono relativamente più elevate (660 m/s e 363 m/s) rispetto a quelle dello strato soprastante. In questa porzione di terreno fluttua la superficie della falda freatica, che influenza le caratteristiche di compattazione dei terreni.

SismoStrato S3 (da -6m a -11m circa): livello sabbioso medio-fine con alternanze limose e argilloso-torbose depositatesi in ambiente riducente. Si riscontra un sensibile aumento delle velocità sismiche (1246 m/s e 607 m/s) dovuto, molto probabilmente all'elevato grado di saturazione idrica.

SismoStrato S4 (da -11m a -24m circa): livello con prevalente ghiaia (max 6 cm) in abbondante matrice sabbiosa grossolana. Le granulometrie fini sembrano quasi assenti. Le velocità rilevate (V_p 1815 m/s e V_s 962 m/s), sono le più elevate fra quelle del tratto indagato (0-30 m da p.c.). Tali valori indicano terreni ben addensati e/o ben compattati, sedimentati probabilmente in ambiente fluviale e/o fluvio-glaciale. Anche i valori dei moduli elastici indicano la presenza di materiali incoerenti con elevata compattazione ($E_y = 4258$ Mpa e $G = 1804$ Mpa).

SismoStrato S5 (da -24 m a -30 m): livello prevalentemente sabbioso-limoso con clasti ghiaiosi poligenici. Le velocità rilevate (V_p 1360 m/s e V_s 670 m/s) indicherebbero un aumento del contenuto percentuale di materiale coesivo.

Nella fase di calcolo dei moduli (tabella di sintesi) ed, in particolare, per la valutazione del modulo di taglio dinamico "G", è stato necessario inserire il valore della densità di volume "D". A tal fine sono state applicate le formule teoriche, consolidate da una vasta letteratura, che pongono in relazione la velocità delle onde primarie con le caratteristiche di densità dei terreni indagati ($D=0.47 \times V_p^{0.19}$). Le densità calcolate sono comprese fra 1,46 (t/m³) per lo strato più superficiale (0-2 m da p.c.) e 1,95 (t/m³), rilevata per lo strato S4 (11-24 m da p.c.).

Per quanto riguarda il calcolo dei moduli elasto-dinamici, consideriamo che i valori maggiormente attendibili sono quindi quelli riferiti alla velocità delle onde di taglio (V_s) ed al modulo di taglio G, che non sono influenzati dalla saturazione del fluido di strato.

Infine, la prova Down-hole eseguita nel pozzo S1 ha permesso d'ottenere il valore caratteristico "Vs30", utilizzando la distribuzione delle velocità delle onde di taglio nei primi 30 m da p.c..

Il valore Vs30, in base alla Normativa vigente O.P.C.M. 3274-20/3/03, è ricavato dall'indagine geofisica in sito secondo la formula:

$$Vs30 = 30 / \sum_{(i=1,N)} h_i / v_i$$

dove: h_i = spessore del Sismostrato i

v_i = velocità onde di taglio nel Sismostrato i

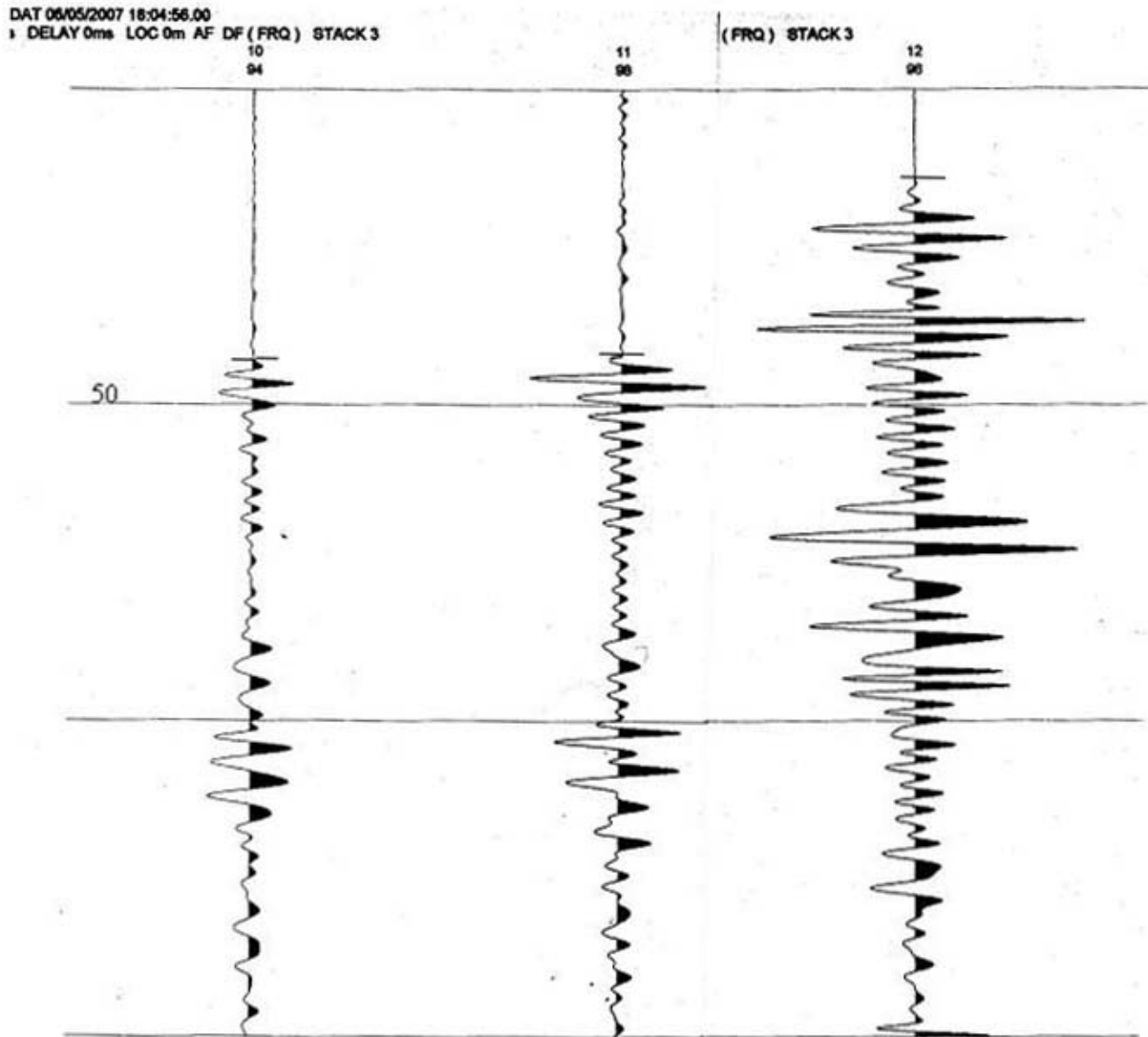
Con riferimento alla suddetta Normativa il parametro Vs30 (nel pozzo S1) è uguale a 570 m/s e, ai fini della definizione delle azioni sismiche di progetto, colloca i terreni indagati nella categoria "B" dei suoli di fondazione (valori di velocità "Vs30" compresi fra 360 e 800 m/s).

Fondazione Parco Tecnologico Padano (LO)

Pozzo S1

Indagine geosismica Down hole (DH1)

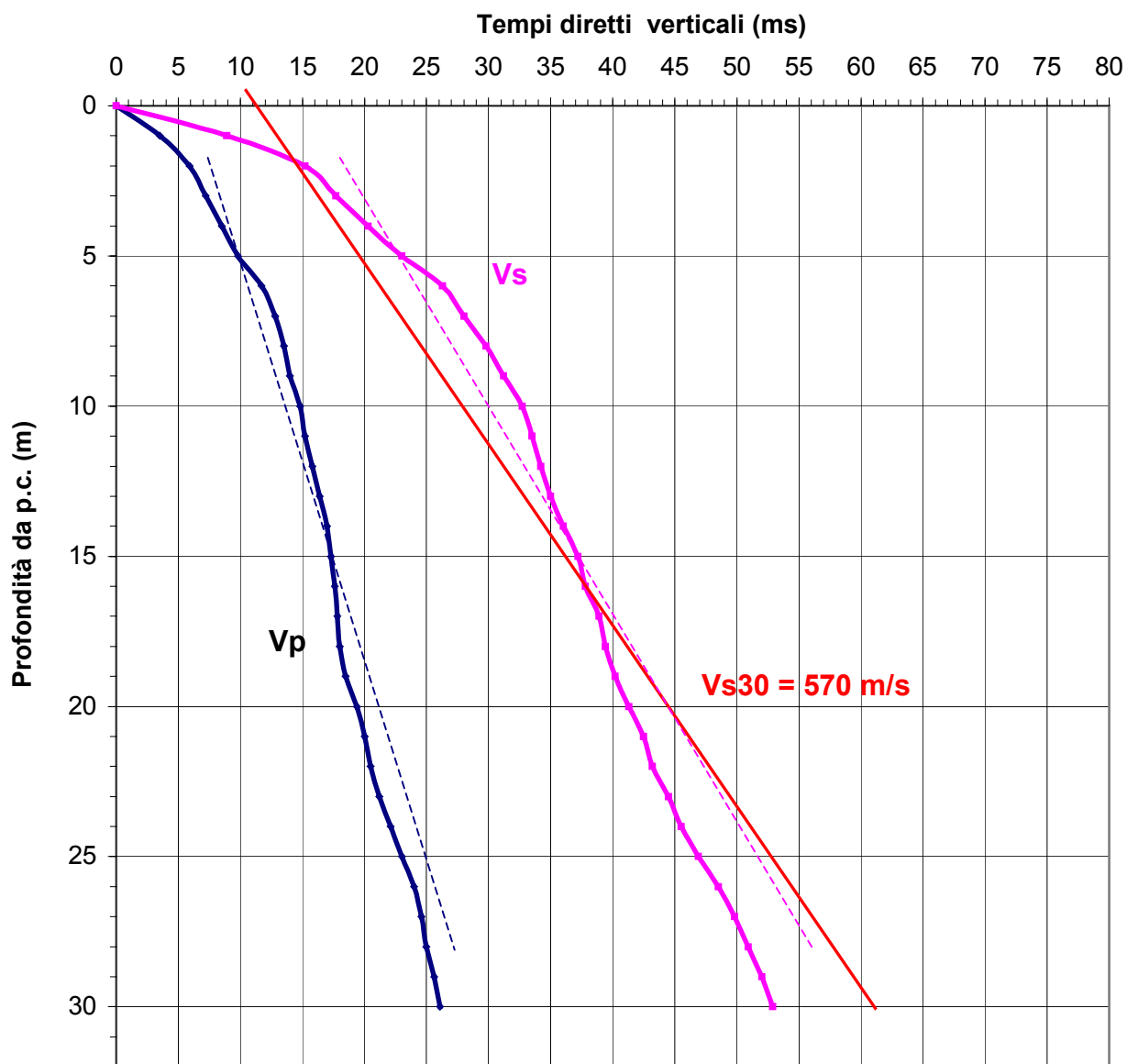
ALLEGATI GRAFICI



Parco Tecnologico Padano (LO) – Indagine Down Hole DH1 - Sismogramma tipo

**Parco Tecnologico (LO)
Indagine Down hole DH 1**

Committente:
Fondazione Parco
Tecnologico (LO)

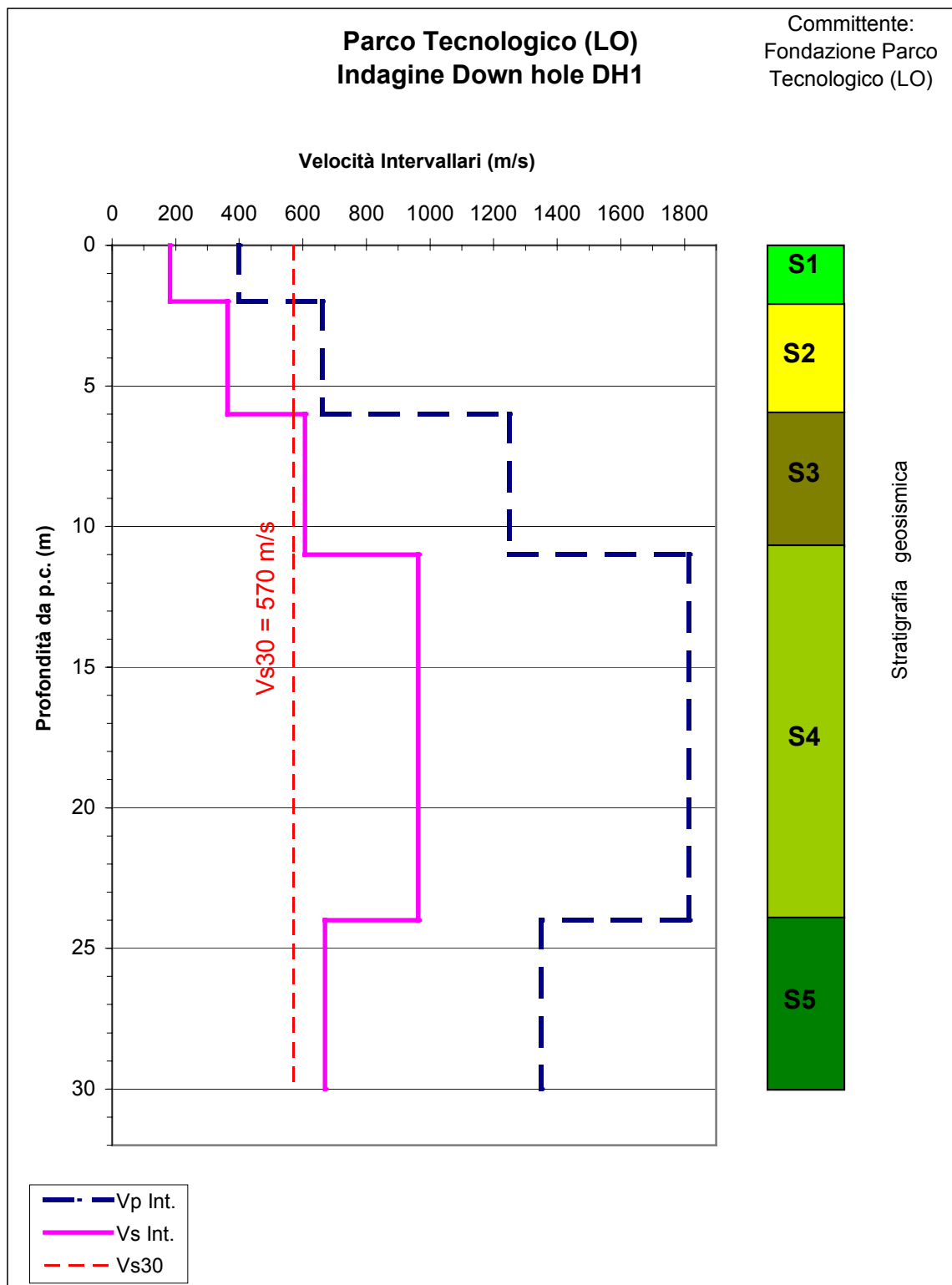


—●— Tp verticali
—●— Ts verticali

— Vs30

1363 m/s ---- Vp media (2-30 m)
714 m/s ---- Vs media (2-30 m)

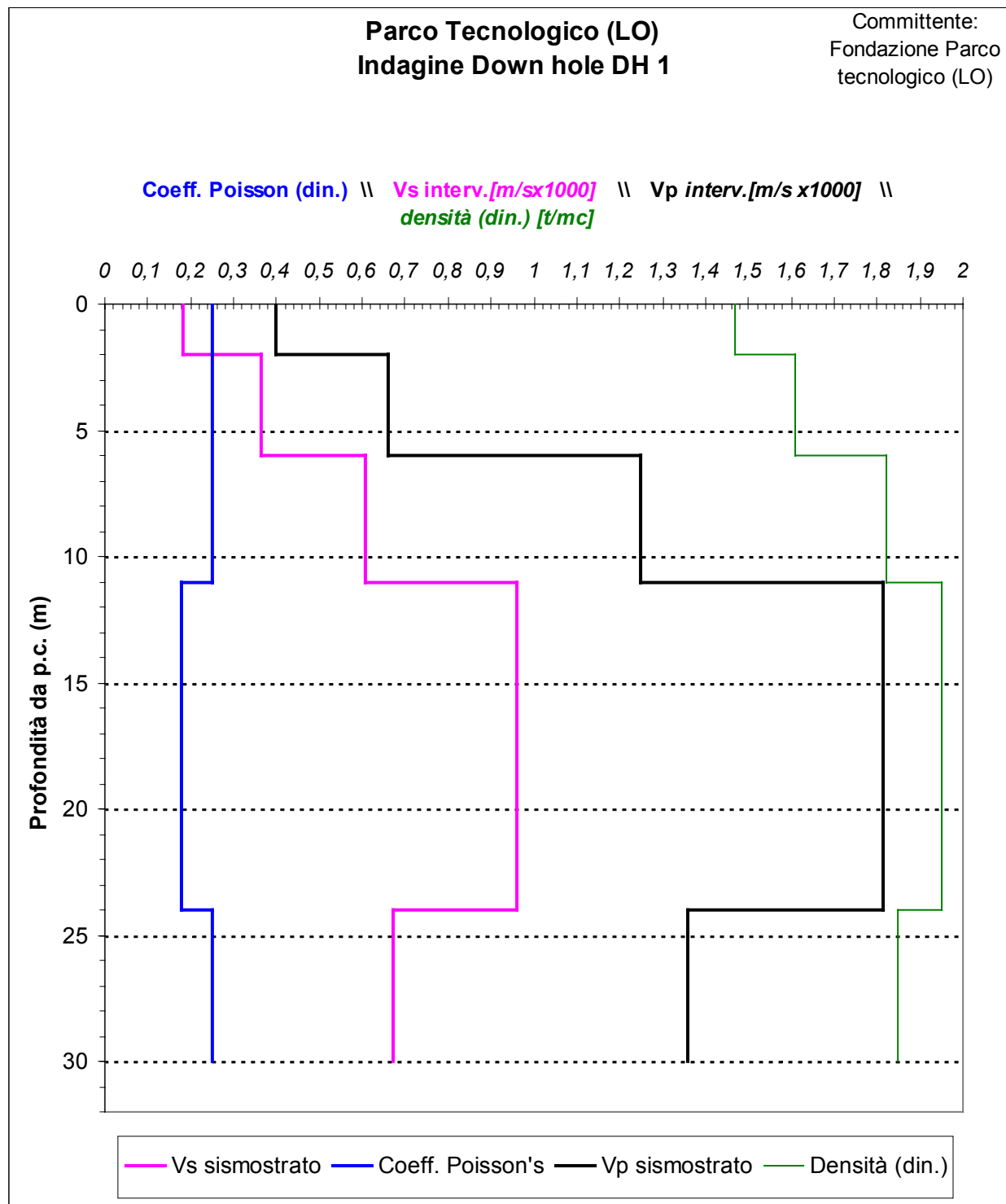
Fondazione Parco Tecnologico (LO) – Indagine Down-hole DH1 pozzo S1 – **Dromocrone T-Z**



Parco Tecnologico (LO)– DH1-Sismostratigrafia sulla base delle velocità sismiche (Vp, Vs)

**Parco Tecnologico (LO)
Indagine Down hole DH 1**

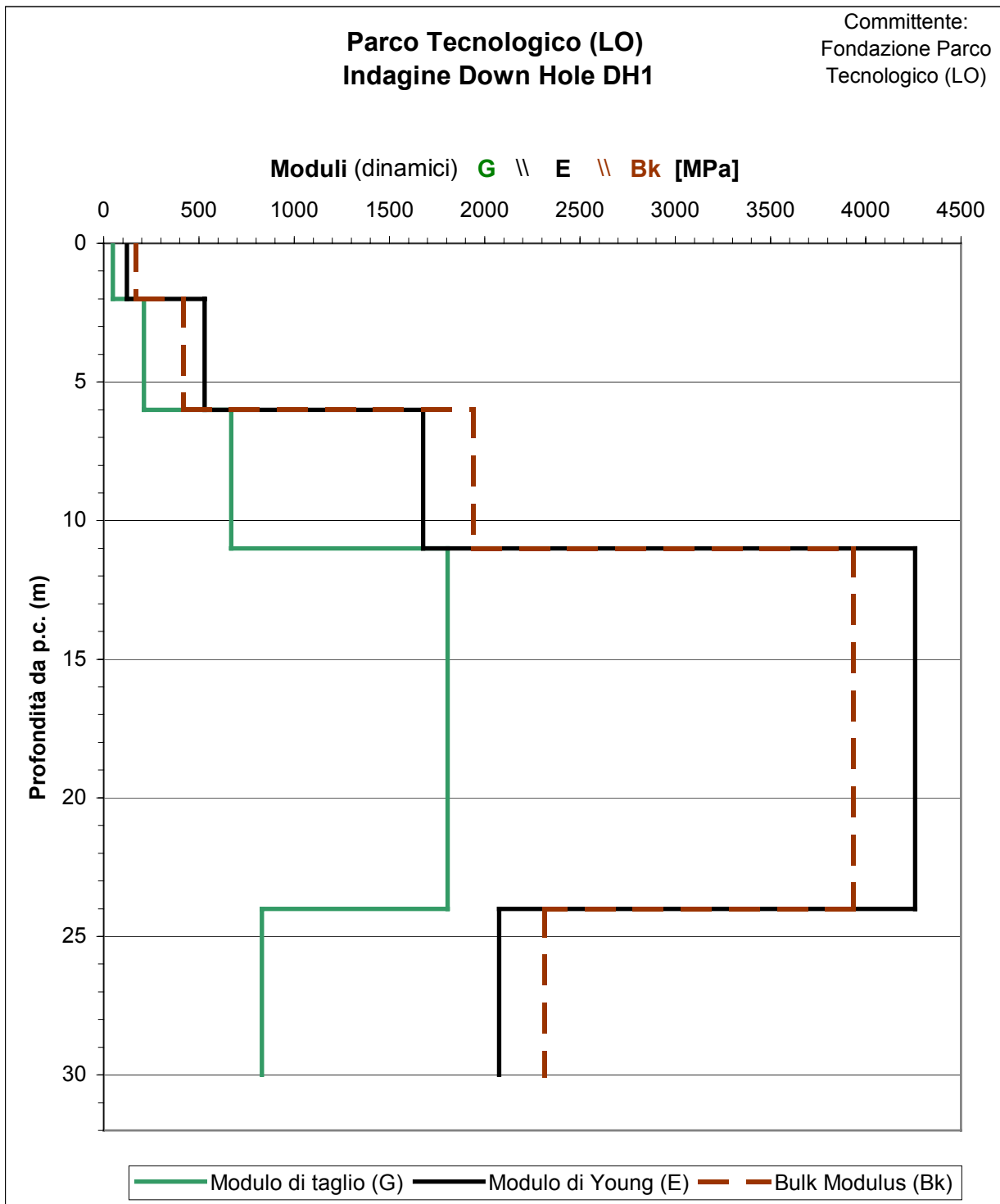
Committente:
Fondazione Parco
tecnologico (LO)



Parco Tecnologico (LO) – DH1 - Rapporto di Poisson in relazione alle Vs intervallari

**Parco Tecnologico (LO)
Indagine Down Hole DH1**

Committente:
Fondazione Parco
Tecnologico (LO)



Parco Tecnologico (LO) – DH1 – Moduli elastici dinamici E_y , G e Bk

Sismostrato	Prof. da p.c. (m)	Vp interv. (m/s)	Vs interv. (m/s)	G din. (Mpa)	Ey din. (Mpa)	Poisson	Bulk din. (Mpa)	Densità di Formazione (dinamica)	Vs30 (m/s)
S1	0 - 2,0	400	182	48,69	121,73	0,25	170,27	1,47	
S2	2,0 - 6,0	660	363	212,14	530,37	0,25	418,45	1,61	570 m/s Classe B
S3	6,0 - 11,0	1248	607	670,57	1676,44	0,25	1940,55	1,82	
S4	11,0 - 24,0	1815	962	1804,6	4258,89	0,18	3935,17	1,95	
S5	24,0 - 30,0	1360	670	830,46	2076,16	0,25	2314,47	1,85	

Parco Tecnologico (LO) – Pozzo DH1

Sintesi dei parametri elasto-meccanici dinamici valutati con metodologia geofisica