E. O. Ospedali Galliera - Genova

Mura delle Cappuccine, 14 - I 16128 Genova
Tel. +39.010.56321 - Fax. +39.010.5632018 - E-mail: ezio.bruno.urbina@galliera.it
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO : Ing. Ezio Nicolàs Bruno Urbina

ENTI

☐ CAPOGRUPPO ARCHITETTURA

PINEARQ S.L.U.P.
Mare de Déu de la Salut, 40 - I 08024 Barcellona (Spagna)
Tel. +34.93.2106819 - Fax. +34.93.2100214 - E-mail: plnearq@plnearq.com
RESPONSABILE DEL PROGETTO: Arch. Albert De Plneda Alvarez

COL- LEGI D'ARQUITECTES DE CATALUNYA
(Barcellona) num. 10662/3

☐ ARCHITETTURA

OBR Open Building Research S.r.l.
Plazza San Matteo, 15 - I 16123 Genova
Tel. +39.010.2518456 - Fax. +39.010.2479469 - E-mail: Info@obr.eu
RESPONSABILE DEL PROGETTO: Arch. Paolo Brescia, Arch. Tommaso Principi

☐ COORDINAMENTO PROGETTAZIONE
ARCHITETTURA
IMPIANTI
AMBIENTE
PREVENZIONE INCENDI

STEAM S.r.l.
Via Venezia, 59/15C - I 35131 Padova
Tel. +39 049 8691111 - Fax. +39.049.8691199 - E-mail: info@steam.it
RESPONSABILE DEL PROGETTO: Ing. Mauro Strada

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PADOVA
PROF. ING. M. STRADA N. 1119

☑ COORDINAMENTO RAPPORTO ENTI
STRUTTURE
SICUREZZA
AMBIENTE

D'Appolonia S.p.A.
Via San Nazaro, 19 - I 16145 Genova
Tel. +39.010.3628148 - Fax. +39.010.3621078 - E-mail: dappolonia@dappolonia.it
RESPONSABILE DEL PROGETTO: Ing. Andrea Del Grosso

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI GENOVA
Dott. Ing. ANDREA DEL GROSSO N. 3611

PROGETTO

Nuovo Ospedale Galliera

FASE

PROGETTO PRELIMINARE

TITOLO ELABORATO

Relazione Tecnica

COD. COMMESSA	TIPO ELABORATO	LIVELLO PROGETTAZIONE	DISCIPLINA	NUMERO ELABORATO	REVISIONE
12GH09	d	PR	S	0001	00

IDENTIFICAZIONE FILE	SCALA	EMESSO	DATA EMISSIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
12GH09PRdS0001-00.doc		D'APPOLONIA	Maggio 2010	M. Cademartori	A. Tomarchio	A. Del Grosso

REVISIONI:

NUMERO	DATA	OGGETTO	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	Maggio 2010	Prima emissione progetto preliminare	M. Cademartori	A. Tomarchio	A. Del Grosso

00	Maggio 2010	Prima emissione progetto preliminare	M. Cademartori	A. Tomarchio	A. Del Grosso
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	4
2	CRITERI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	DESCRIZIONE OPERE STRUTTURALI	6
4.1	ORIZZONTAMENTI	7
4.2	ELEMENTI VERTICALI: NUCLEI, SETTI E PILASTRI	8
4.3	FONDAZIONI	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
5.1	CALCESTRUZZO	9
5.1.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E OPERE CONTROTERRA IN ASSENZA DI FALDA	9
5.1.2	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E OPERE CONTROTERRA IN PRESENZA DI FALDA	10
5.1.3	CALCESTRUZZO PER ORIZZONTAMENTI	10
5.1.4	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE VERTICALI	10
5.1.5	CALCESTRUZZO PER PALI IN ASSENZA DI FALDA	10
5.1.6	CALCESTRUZZO PER PALI IN PRESENZA DI FALDA	11
5.2	ACCIAIO	11
5.2.1	ACCIAIO PER ARMATURA PER LE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO	11
5.2.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA PER LAMINATI A CALDO	11
5.2.3	BULLONI	12
5.2.4	SALDATURE	12
5.3	DEFINIZIONE DELLE PROPRIETA' DI CALCOLO DEI MATERIALI	12
5.3.1	ACCIAIO	12
5.3.2	ACCIAIO PER ARMATURA DELLE STRUTTURE IN C.A.	13
5.3.3	CALCESTRUZZO	13
6	MODELLI DI CALCOLO	14
7	CONDIZIONI IMPOSTE ALLA STRUTTURA E REQUISITI PROGETTUALI	15
7.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	16
7.1.1	PESI PERMANENTI STRUTTURALI G_{1K}	16
7.1.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G_{2K}	16
7.1.3	CARICHI VARIABILI DI NATURA ANTROPICA Q_{1K}	18
7.1.4	AZIONE DELLA NEVE	19
7.1.5	AZIONE DEL VENTO	20
7.1.6	AZIONI DELLA TEMPERATURA	22
7.1.7	SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE	23
7.1.8	AZIONE SISMICA	23
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SLU	30
7.3	COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – SLE	31
8	VERIFICHE AL FUOCO	32
9	VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	33
9.1	VERIFICHE DEI PILASTRI	33
9.1.1	AZIONI SUI PILASTRI	35
9.1.2	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE - SLU	46
9.2	VERIFICHE DEI SETTI	56
9.2.1	AZIONI SUI SETTI	56
9.2.2	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE - SLU	64
9.2.3	VERIFICA A TAGLIO – SLU	66

9.3 VERIFICHE DEI SOLAI 69
9.3.1 VERIFICHE A RESISTENZA 69
9.3.2 VERIFICHE A DEFORMAZIONE 70
9.3.3 VERIFICHE DI RISPOSTA VIBRAZIONALE 71
9.3.4 PRINCIPALI VERIFICHE SUI SOLAI 72
9.3.5 VERIFICHE DI RISPOSTA VIBRAZIONALE SUI SOLAI 118
9.4 DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE 118
9.4.1 DISPOSITIVI DI APPOGGIO 119
9.4.2 GIUNTO SISMICO 123
9.4.3 MENSOLE TOZZE 123
9.4.4 SPOSTAMENTI INTERPIANO 133
10 OPERE DI FONDAZIONE 136
10.1 DESCRIZIONE OPERE DI FONDAZIONE 136
10.2 VERIFICHE PRELIMINARI FONDAZIONI SECONDO D.M. 14/01/2008 139
10.2.1 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE 139
10.2.2 FONDAZIONI PROFONDE 141
10.2.3 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE NEL BLOCCO CENTRALE . 146
10.2.4 VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE NEL BLOCCO CENTRALE. 153
10.2.5 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE NEL BLOCCO CENTRALE OVEST 166
10.2.6 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PLATEA DI FONDAZIONE NEL BLOCCO CENTRALE OVEST 173
10.2.7 CEDIMENTI PER PLATEA E PLINTO DI FONDAZIONE NEL BLOCCO OVEST 184
10.2.8 PLATEA DI FONDAZIONE NEL BLOCCO PRONTO SOCCORSO 185
10.2.9 VERIFICA GEOTECNICA DEI PALI NEL BLOCCO PRONTO SOCCORSO 185
10.2.10 VERIFICA GEOTECNICA DEI PALI NEL BLOCCO PARCHEGGIO NORD 187
11 OPERE PROVVISIONALI: BERLINESE 189
12 STATI LIMITE DI RIFERIMENTO 189
12.1 PARATIE 189
12.2 TIRANTI DI ANCORAGGIO 192
13 CARATTERISTICHE DEL TERRENO 193
14 VERIFICHE SEZIONI TIPOLOGICHE 194
14.1 VERIFICHE PALI 195
14.1.1 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO AB 195
14.1.2 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO B1C 200
14.1.3 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO C1C2 204
14.1.4 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO MN 208
14.1.5 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO DE 212
14.2 VERIFICHE TIRANTI 216

ALLEGATO 1: CONSULENZA STRUTTURALE BURO HAPPOLD LTD

1 PREMESSA

Il presente documento illustra i criteri e le verifiche di fattibilità strutturale e geotecnica dell'edificio destinato a sede del Nuovo Ospedale Galliera, Committente Ente Ospedaliero "Ospedale Galliera", Genova.
Nel seguito, sulla scorta dello studio del comportamento strutturale dell'edificio, viene delineato il predimensionamento dei componenti principali dell'opera, proponendo soluzioni costruttive volte ad ottimizzare i seguenti aspetti:

- i costi,
- i tempi realizzativi,
- la flessibilità degli spazi,
- la manutenzione,
- la sicurezza strutturale dell'opera in accordo con quanto prescritto dalle più recenti normative in materia di costruzioni (NTC 2008).

Il progetto strutturale, curato da D'Appolonia S.p.A., muove dal progetto architettonico curato da PINEARQ di Barcellona e dalle esigenze del progetto impiantistico di STEAM S.p.A..

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE

I criteri di dimensionamento strutturale seguono un approccio di tipo prestazionale sulla base della definizione di vita nominale della struttura introdotta dal Decreto Ministeriale 14/01/2008 nel seguito indicato con l'acronimo di NTC 2008. La vita nominale dell'opera, V_N, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, soggetta ai normali cicli di manutenzione, può essere usata per la sua precisa destinazione d'uso. La vita nominale fornisce quindi il parametro fondamentale per la definizione delle prestazioni agenti sulla struttura in termini di durabilità e in termini di tempi di ritorno per le azioni variabili di natura non antropica.
Sulla base della tabella 2.4.I della NTC2008, l'Ospedale Galliera rientra all'interno delle grandi opere per le quali si ha:

$V_N \geq 100$ anni.

La vita nominale definisce, oltre alle caratteristiche degli elementi strutturali in termini di durabilità, anche l'azione sismica di progetto.
Il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta quindi:

$$V_R = V_N C_U = 100 \times 2{,}0 = 200 anni$$

Avendo assunto classe d'uso IV e un valore di C_U= 2,0 secondo quanto definito dalla NTC2008 al capitolo 2.4.3. La determinazione dell'input sismico di progetto, riportata nel paragrafo relativo della presente relazione, segue oltre a quanto appena detto, anche i dettami dello Studio di Fattibilità per il progetto del "Nuovo Ospedale Galliera".

Il Decreto Giunta Regionale della Regione Liguria N°1308 del 24/10/2008, in ottemperanza a quanto previsto dalle NTC2008, definisce all'allegato 1 il Comune di Genova sito in zona 3B. Pertanto secondo quanto definito dalla NTC2008 le strutture sono dimensionate secondo i criteri previsti per le zone sismiche di cui al paragrafo 7 del citato Decreto Ministeriale 14/01/2008.

Le prescrizione in termini di duttilità dei vari componenti strutturali, vanno calibrate a seconda degli elementi che in fase di analisi sono soggetti all'azione orizzontale di carattere sismico.

Allo scopo di individuare correttamente il sistema sismo resistente e le capacità duttili della struttura, l'edifico è stato suddiviso in diversi corpi di fabbrica su ciascuno dei quali è stata effettuata un'analisi modale con spettro di risposta come prescritto dalle NTC 2008.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riportano nel seguito le Normative adottate e consultate ai fini del progetto strutturale e geotecnico. Oltre alla Normativa nazionale e alle emanazioni di livello regionale si seguono le indicazioni degli Eurocodici.

- D.M. LL.PP. 14.01.2008 "Testo unitario norme tecniche per le costruzioni".
- C.N.R. - UNI 10011-1997 "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione",
- UNI ENV 1991-1: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture";
- UNI ENV 1191-1-4: 2005 "Azioni sulle strutture – Azione del vento";
- UNI EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo";
- UNI ENV 1993-1-1 :2005 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio",
- UNI EN 1994-1-1:2005 "Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo";
- UNI EN 1997-1:2005 "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali";
- "British Standard 6399-2:1997" – Loading for buildings. Part 2: Code of practice for wind loads.

RESISTENZA ALL'INCENDIO:

- UNI 9503: 2007 "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio";
- UNI EN 1992-1-2:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali- Progettazione strutturale contro l'incendio";
- UNI EN 1991-1-2-2004 Eurocodice 1- Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco";
- UNI 9502: 2001 "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso";
- D.M. 16/02/2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione";
- D.M. 22/02/2006 "Applicazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione la costruzione e l'esercizio di edifici destinati ad uffici";
- D.M. 18/09/2002 "Applicazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione la costruzione e l'esercizio delle strutture sanitarie pubbliche e private";
- D.M. 01/02/1986 "Norme di sicurezza incendi per la costruzione e l'esercizio di autorimesse e simili".

DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO:

- UNI EN 206-1: 2006 "Calcestruzzo – specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- UNI 11101: 2004 "Calcestruzzo – specificazione, prestazione, produzione e conformità – istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

PROTEZIONE DEGLI ACCIAI:

- UNI EN ISO 12944-2:2001 "Protezione dalla corrosione di strutture in acciaio mediante verniciatura.

LEGGI DI LIVELLO REGIONALE

- Decreto Giunta Regionale 1308 del 24/10/2008, "OPCM 3519/2006. Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria"

4 DESCRIZIONE OPERE STRUTTURALI

L'edificio del Nuovo Ospedale Galliera è costituito da diversi corpi di fabbrica individuabili sulla base della propria destinazione d'uso e della propria posizione. Nel seguito si elencano le varie parti costituenti l'edificio:

- Un corpo centrale costituito da tre livelli interrati, contenenti le piastre ospedaliere e un piano di autorimessa, e sette livelli fuori terra, fino alla quota di 54.40m slm, in cui sono inseriti, ai piani superiori, gli ambulatori e le degenze;
- Un corpo sul lato sud costituito da tre piani interrati e due livelli fuori terra fino alla quota di 34.40m slm. Il piano a quota inferiore ospita l'autorimessa mentre ai piani superiori è ubicato il pronto soccorso e la terapia intensiva;
- Un corpo sul lato Nord avente tre piani interrati in cui è ubicata, al livello più basso, la medicina nucleare e, ai livelli superiori, l'autorimessa pubblica. Il piano a quota 40.40m slm ospita l'ingresso principale dell'ospedale;
- Un corpo situato in adiacenza ai padiglioni dell'edificio storico e destinato ad aree tecniche e zone di deposito merci.

Al fine di migliorare il comportamento dinamico sotto azione sismica della struttura, l'edificio è stato suddiviso in diversi blocchi indipendenti collegati da giunti sismici. Tali giunti di separazione vengono disposti dal livello +25.00, garantendo un bilanciamento delle spinte del terreno che, in via definitiva, agiscono sugli elementi di controvento dell'edificio stesso.
Nella figura 1 si riporta la suddivisione dei vari corpi di fabbrica.

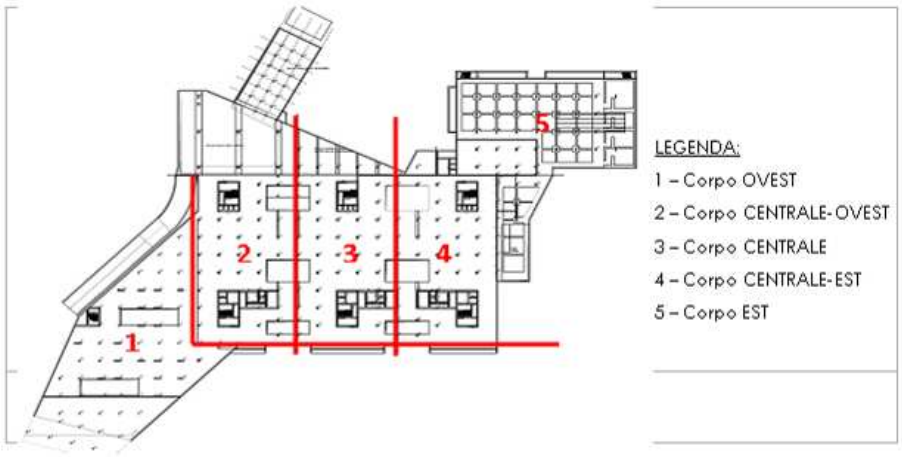


Figura 1 suddivisione in blocchi strutturali

4.1 ORIZZONTAMENTI

Da una dettagliata analisi delle diverse tipologie strutturali di orizzontamento, sono stati scelti, in ultima analisi, solai alleggeriti con elementi in HDPE tipo "Cobiax" in calcestruzzo armato gettato in opera, a comportamento bidirezionale. I punti analizzati al fine di effettuare la suddetta scelta hanno coinvolto:

- **Costi di realizzazione e velocità di esecuzione:** ponendo a confronto soluzioni prefabbricate di tipo predalles o pannelli alveolari con la solzuione gettata in opera si è concluso che, visti gli oneri di trasposto, fornitura e posa in opera, la soluzione adottata risulta competitiva, a fronte di un notevole risparmio nel tempo di esecuzione dei solai;
- **Spessore del solaio:** le soluzioni di tipo prefabbricato o in acciaio, considerando le luci di calcolo del presente edificio e i carichi agenti, portano a spessori di struttura non compatibili con le altezze di interpiano necessarie per degenze e corridoi e pari rispettivamente a 3.00m (sotto controsoffitto, cfr Studio di Fattibilità cap 3.6) e 2.40m.
- **Comportamento dinamico e deformativo:** le piastre in calcestruzzo bidirezionali garantiscono una perfetta flessibilità per le diverse aree, oltre a rispettare i criteri di risposta vibrazionale, molto stringenti per ambienti ospedalieri, sia dal punto di vista del disturbo degli occupanti e degli operatori sia per quanto riguarda il disturbo sulle macchine in funzione.

I solai presentano una maglia quadrata di luce 7,60m per 7,60m e sono realizzati con piastre bidirezionali in calcestruzzo gettato in opera e alleggerito tramite elementi in HDPE di forma sferica. A seconda dei carichi agenti, dei requisiti antincendio e di durabilità, i solai hanno spessori variabili dai 310mm fino 500mm.
Laddove necessario, i solai sono stati realizzati pieni, quindi privi di alleggerimenti.

4.2 ELEMENTI VERTICALI: NUCLEI, SETTI E PILASTRI

La funzione di trasmettere i carichi verticali in fondazione è assegnata ai pilastri, ai nuclei e ai setti in calcestruzzo armato. I pilastri, disposti su maglia quadrata di 7,60 x 7,60m, hanno dimensioni variabili a seconda delle zone. Nel livello più basso del corpo centrale hanno dimensioni di 40 x 140cm, ai piani superiori delle piastre hanno sezione di 80cm x 80cm mentre ai piani delle degenze hanno sezione di 50 x 50cm. Nella zona del pronto soccorso i pilastri hanno dimensione di 40 x 110 al piano più basso e 50 x 50cm ai piani alle quote più alte.
Nella zona dell'ingresso nord i pilastri hanno dimensione di 80 x80 al piano più basso, 40 x 110 ai piani di parcheggio e 50 x 50cm al piano di quota 38,40.
La funzione di resistenza alle azioni orizzontali indotte da sisma, vento e spinta delle terre in esercizio è attribuita a 6 nuclei nel corpo centrale e a diversi setti in calcestruzzo nei corpi del Pronto Soccorso e dell'ingresso Nord. I nuclei hanno spessore di 60cm dalla quota 17.30m slm fino alla quota di 38.40m slm.

4.3 FONDAZIONI

Data l'eterogeneità del suolo di fondazione e la diversità di quota di fondo scavo, i diversi blocchi hanno differenti sistemi fondazionali.

I blocchi centrali hanno platee di spessore 120cm al di sotto dei nuclei e plinti di dimensione 250 x 250x 150cm al di sotto dei pilastri posati sul substrato roccioso caratterizzato dal Calcare del Monte Antola.

I blocchi del pronto soccorso e dell'ingresso nord invece hanno fondazioni di tipo profondo costituite da plinti su pali di diametro 800mm e avente profondità tale da raggiungere i substrato roccioso. In questi due blocchi infatti il piano di fondazione grava sullo strato di terreno di tipo argilloso.

Suddividendo l'edificio in diversi corpi fondazionali si garantisce il rispetto dei limiti di cedimento differenziale ipotizzato apri a L/500.

Ai piani a quota 17.30 e 20.30 non si prevedono giunti di dilatazione sismica e termica: dal punto di vista dinamico infatti l'edificio è interrato e garantisce un comportamento scatolare, inoltre le dilatazioni termiche non sono tali da richiedere giunti di dilatazione ma soltanto separazioni costruttive realizzate al fine di limitare la produzione di calore da ritiro di getto.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti. Le seguenti prescrizioni sono indotte da requisiti minimi di durabilità e resistenza dettate dalle azioni indotte sui vari elementi.

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E OPERE CONTROTERRA IN ASSENZA DI FALDA

- Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1, UNI 11104-2004 e D.M. 14.1.2008:
- Classe di resistenza del calcestruzzo — C 30/37
- Classe di abbassamento al cono (slump) — S4
- Dimensione massima dell'inerte — D_{max} = 20 mm
- Classe di esposizione — XC2
- Contenuto minimo di cemento per durabilità — 280 kg/m^3
- Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità — 0,60
- Resistenza cubica caratteristica a 28 gg — $R_{ck} \geq 37$ MPa
- Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg — $f_{ck} \geq 30$ MPa
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. — f_{cd} = 19.2 MPa
- Resistenza di calcolo a trazione semplice — f_{ctd} = 1.25 MPa
- Modulo elastico — E_c= 33000 MPa

5.1.2 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E OPERE CONTROTERRA IN PRESENZA DI FALDA

- 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} = 20 mm
- Classe di esposizione XC4
- Contenuto minimo di cemento per durabilità 340 kg/m^3
- Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità 0,50
- Resistenza cubica caratteristica a 28 gg $R_{ck} \geq 40$ MPa
- Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg $f_{ck} \geq 32$ MPa
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. f_{cd} = 21.3 MPa
- Resistenza di calcolo a trazione semplice f_{ctd} = 1.41 MPa
- Modulo elastico E_c= 33300 MPa

5.1.3 CALCESTRUZZO PER ORIZZONTAMENTI

- 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} = 20 mm
- Classe di esposizione XS1
- Contenuto minimo di cemento per durabilità 340 kg/m^3
- Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità 0,50
- Resistenza cubica caratteristica a 28 gg $R_{ck} \geq 40$ MPa
- Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg $f_{ck} \geq 32$ MPa
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. f_{cd} = 21.3 MPa
- Resistenza di calcolo a trazione semplice f_{ctd} = 1.41 MPa
- Modulo elastico E_c= 33300 MPa

5.1.4 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE VERTICALI

- Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1, UNI 11104-2004 e D.M. 14.1.2008:
- Classe di resistenza del calcestruzzo C 35/45
- Classe di abbassamento al cono (slump) S4
- Dimensione massima dell'inerte D_{max} = 20 mm
- Classe di esposizione XS1
- Contenuto minimo di cemento per durabilità 340 kg/m^3
- Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità 0,50
- Resistenza cubica caratteristica a 28 gg $R_{ck} \geq 45$ MPa
- Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg $f_{ck} \geq 35$ MPa
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. f_{cd} = 23.3 MPa
- Resistenza di calcolo a trazione semplice f_{ctd} = 1,47 MPa
- Modulo elastico E_c= 34000 MPa

5.1.5 CALCESTRUZZO PER PALI IN ASSENZA DI FALDA

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

- Classe di resistenza del calcestruzzo C 30/37
- Classe di abbassamento al cono (slump) S4
- Dimensione massima dell'inerte D_{max} = 20 mm
- Classe di esposizione XC2
- Contenuto minimo di cemento per durabilità 280 kg/m^3
- Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità 0,60
- Resistenza cubica caratteristica a 28 gg $R_{ck} \geq 37$ MPa
- Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg $f_{ck} \geq 30$ MPa
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. f_{cd} = 19.2 MPa
- Resistenza di calcolo a trazione semplice f_{ctd} = 1.25 MPa
- Modulo elastico E_c= 33000 MPa

5.1.6 CALCESTRUZZO PER PALI IN PRESENZA DI FALDA

- 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} = 20 mm
- Classe di esposizione XC4
- Contenuto minimo di cemento per durabilità 340 kg/m^3
- Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità 0,50
- Resistenza cubica caratteristica a 28 gg $R_{ck} \geq 40$ MPa
- Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg $f_{ck} \geq 32$ MPa
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. f_{cd} = 21.3 MPa
- Resistenza di calcolo a trazione semplice f_{ctd} = 1.41 MPa
- Modulo elastico E_c= 33300 MPa

5.2 ACCIAIO

5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA PER LE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B 450 C:

- Tensione caratteristica di rottura f_{tk} = 540 MPa
- Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} = 450 MPa
- Allungamento ≥ 12 %
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450$ MPa
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540$ 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 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 $f_t \geq 510$ MPa per spessori fino a 40 mm
- Tensione caratteristica di snervamento $f_y \geq 355$ MPa per spessori fino a 40 mm
- Modulo elastico E_s = 206 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 MPa
- Resistenza di calcolo a taglio $f_{d,V}$ = 396 MPa

Classe 10.9

- Bulloni ad alta resistenza con viti di classe 10.9.
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{d,N}$ = 700 MPa
- Resistenza di calcolo a taglio $f_{d,V}$ = 495 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:

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

f_d = 355 MPa (S 355)

f_d = 275 MPa (S 275)

f_d = 235 MPa (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.

5.3 DEFINIZIONE DELLE PROPRIETA' DI CALCOLO DEI MATERIALI

5.3.1 ACCIAIO

5.3.1.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

La resistenza di calcolo dell'acciaio da carpenteria si assume pari a:

$$f_{yd} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

dove:

γ_M coefficiente di sicurezza per il materiale.

Essendo f_{yk} il valore di resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato da assumersi come riportato al par. 1.1.1.1 della presente relazione e γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato.

γ_M = 1.05 per acciaio da carpenteria (NTC 2008_4.3.3)

5.3.2 ACCIAIO PER ARMATURA DELLE STRUTTURE IN C.A.

Per l'acciaio d'armatura delle strutture in c.a. la tensione di snervamento di calcolo, f_{yd}, vale:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}}$$

dove:

$\gamma_{m,s}$ = 1.15 coefficiente del materiale.

Il modello tensioni-deformazioni adottato per le verifiche delle sezioni in calcestruzzo armato è del tipo elastico perfettamente plastico con deformazione al limite elastico pari a:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E} = 0{,}19\%$$

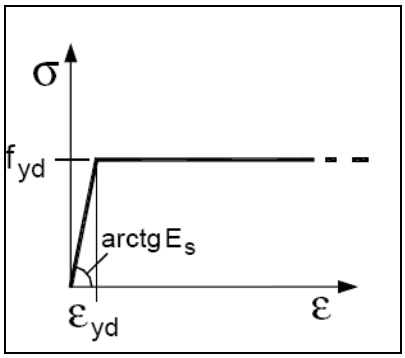


Figura 2 - Modello □□ per l'Acciaio

5.3.3 CALCESTRUZZO

Per il conglomerato cementizio la resistenza di calcolo a compressione vale

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}}$$

γ_{mc} = coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del conglomerato cementizio a 28 giorni.

α_{cc} = 0.85

Il coefficiente γ_{mc} è pari a 1.5.

Il modello adottato per la verifica delle sezioni in cemento armato è a parabola-rettangolo:

$\varepsilon_{c2} = 0{,}20\%$
$\varepsilon_{cu} = 0{,}35\%$

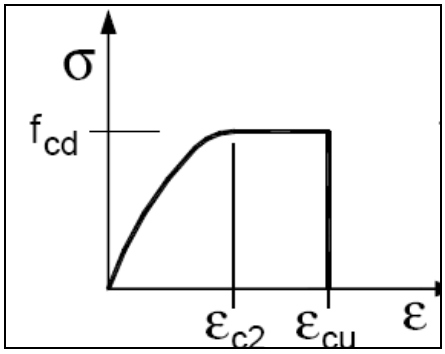


Figura 3 - Modello per il cls

6 MODELLI DI CALCOLO

Le elaborazioni sono state effettuate con il programma di calcolo SAP2000 sviluppato da Computer and Structures, Inc. 1995 University Avenue, Berkley, CA 94704. I modelli sviluppati con il software SAP2000 hanno permesso di effettuare l'analisi delle solette bidirezionali alleggerite e di condurre diverse analisi spettrali per i singoli moduli in cui è suddiviso l'edificio.
Il calcolo dei cedimenti al di sotto degli elementi di fondazione è stato sviluppato con il programma di calcolo Settle3D sviluppato dalla RocScience Inc. 31 Balsam Avenue Toronto, Ontario Canada. Le opere di sostegno provvisionali degli scavi sono state analizzate con il software Paratie 6.2. Si riportano nelle seguenti immagini alcuni dei modelli utilizzati per la valutazione del comportamento dinamico della struttura.

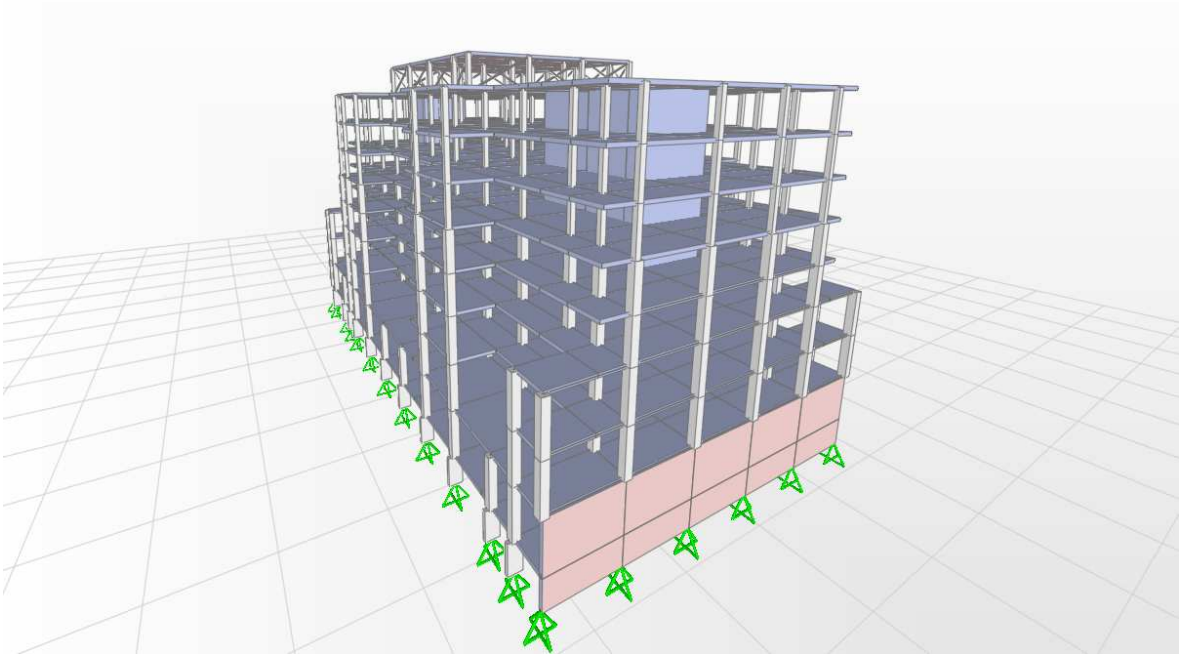


Figura 4 modello elementi finiti blocco centrale

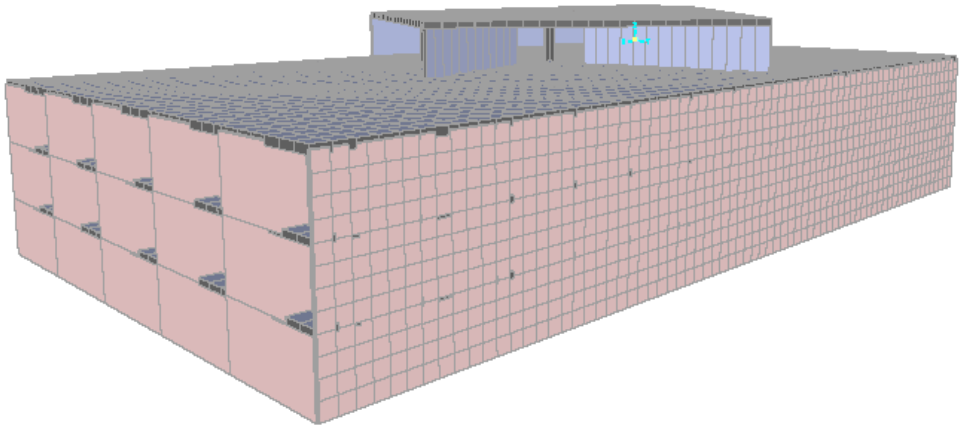


Figura 5 modello Ingresso Nord

7 CONDIZIONI IMPOSTE ALLA STRUTTURA E REQUISITI PROGETTUALI

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 Stato Limite di Esercizio

(SLE). Si riportano nel seguito le condizioni imposte alla struttura in termini di azioni, prescrizioni antincendio e requisiti di deformabilità.

7.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le condizioni elementari di carico sono:

- peso permanente strutturale G_{1k};
- carichi permanenti non strutturali G_{2k};
- carichi variabili di natura antropica Q_{ik};
- azioni della neve;
- azioni del vento;
- spinte del terreno;
- azioni della temperatura;
- azione sismica.

7.1.1 PESI PERMANENTI STRUTTURALI G_{1k}

Il peso proprio viene determinato in funzione delle dimensioni degli elementi strutturali e del peso specifico del materiale:

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

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

Nei modelli ad elementi finiti utilizzati per il dimensionamento dei solai alleggeriti si è utilizzata una massa equivalente degli elementi che tenesse in conto la presenza degli alleggerimenti.

7.1.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G_{2K}

I carichi permanenti non strutturali sono determinati sulla base dei pacchetti di finitura atti a rispettare i diversi criteri di isolamento termico, acustico e di finitura architettonica.
Per i diversi ambienti si sono determinati i seguenti pacchetti di finitura:

7.1.2.1 SEPARAZIONE TRA AMBIENTI RISCALDATI

n°	DESCRIZIONE	SPESSORE (mm)
1	Pavimentazione (max 2000 kg/m³)	30
2	Massetto (Tipo Lecamix 1100 kg/m³)	60
3	Materassino acustico (Tipo Calpestop super 3)	3
4	Sottofondo per isolamento acustico e termico (Tipo Lecacem: 600 kg/m³)	60

Figura 6 pacchetto di finitura

$G_{2,1}$=1,63kN/mq

7.1.2.2 COPERTURA SU AMBIENTI RISCALDATI

n°	DESCRIZIONE	SPESSORE (mm)
1	Pavimentazione (max 2000 kg/m³)	30
2	Massetto (Tipo Lecamix 1100 kg/m³)	60
3	Materassino acustico (Tipo Calpestop super 3)	3
4	Sottofondo per isolamento acustico e termico (Tipo Lecacem: 600 kg/m³)	60

Figura 7 pacchetto di finitura

$G_{2,1}$=1,90kN/mq

7.1.2.3 SEPARAZIONE TRA AMBIENTI RISCALDATI E NON RISCALDATI

n°	DESCRIZIONE	SPESSORE (mm)
1	Pavimentazione (max 2000 kg/m³)	30
2	Massetto (Tipo Lecamix 1100 kg/m³)	80
3	Pannello isolante (Tipo Celenit: 13Kg/m²) R = 0,45 m² K/W	30
4	Sottofondo per isolamento acustico e termico (Tipo Lecacem Maxi: 500kg/m³)	100

Figura 8 pacchetti di finitura

$G_{2,1}$=2,11kN/mq

7.1.2.4 COPERTURA A VERDE

Nelle zone in cui è prevista copertura a verde si considera uno spessore di 15cm di terreno alleggerito con peso specifico di 15kN/m^3 oltre a 0,25KN/m^2 di pacchetto tecnologico arrivando pertanto a 2,50kN/m^2.

$G_{2,2}$=2,50kN/mq

Ai fini dei calcoli di dimensionamento delle strutture in via preliminare si considerano due tipi di carico permanente dovuto alle finiture pari a:

$G_{2,2}$=1,90kN/mq nelle zone senza copertura a verde
$G_{2,2}$=2,50kN/mq nelle zone con finitura a verde

7.1.2.5 ALTRI CARICHI PERMANENTI

Carichi dovuti a impianti distribuiti sul solaio nei corridoi e aree impianti	$G_{2,3}$=1kN/mq
Carichi dovuti a impianti distribuiti sul solaio nelle degenze	$G_{2,3}$=1kN/mq
Carico di perimetro dovuto alla facciata	$G_{2,4}$=1,6kN/mq
Carico dovuto ai divisori interni	$G_{2,1}$=0,80kN/mq (cfr NTC2008)

7.1.3 CARICHI VARIABILI DI NATURA ANTROPICA Q_{1K}

I carichi variabili di natura antropica per le diverse destinazioni d'uso sono definiti in accordo con la tabella 3.1.11 delle NTC 2008 e, per le aree ospedaliere, sono determinate in ottemperanza ai requisiti tecnici delle varie zone.

- Q= 2,50 kN/m^2 autorimesse (carico di tipo F);
- Q= 3,00 kN/m^2 aree destinate ad ufficio (carico di tipo B2);
- Q= 3,00 kN/m^2 ristoranti, caffè (carico di tipo C1);
- Q= 4,0kN/m^2 balconi, scale (carico di tipo C2);
- Q = 0,5kN/m^2 coperture accessibili per manutenzione (carico di tipo 0,60);
- Q = 20kN/m^2 aree carrabili esterne (carico di tipo stradale D. P. R. 495/92);
- Q = 40kN/m^2 aree destinate all'accesso dei Vigili del Fuoco (D. M. 22/02/2006 par. 3.2);
- Q= 3,00 kN/m^2 laboratori, pronto soccorso; day hospital; cucina, ristorante, poliambulatorio, psichiatria, studi medici, ambulatorio di riabilitazione;
- Q= 3,00 kN/m^2 degenze, day surgery;

- Q= 10,00 kN/m^2 emodialisi;
- Q= 10,00 kN/m^2 diagnostica, medicina nucleare, blocco parto, sale operatorie, terapia intensiva, radioterapie e medicina nucleare, aree impianti;
- Q= 15,00 kN/m^2 sale per risonanza magnetica;
- Q= 6,00 kN/m^2 mortuari, depositi, farmacia, archivi sanitari.

Nelle zone di blocco parto in cui il carico variabile è 10kN/mq, tenendo conto del layout architettonico, si considera un tale carico variabile applicato in campata e non sullo sbalzo da 380cm.

7.1.4 AZIONE DELLA NEVE

Il carico dovuto all'azione della neve sulle coperture, secondo il testo unico sulle costruzioni (par. 3.5.2), può essere valutato secondo la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} valore di riferimento carico neve al suolo;

C_e coefficiente di esposizione;

C_t coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

7.1.4.1 VALORE DI RIFERIMENTO CARICO NEVE AL SUOLO

Genova (Liguria) appartiene alla ZONA II. A questa corrispondono i seguenti parametri:

as < 200m;

Da cui $q_{sk} = 1.15 kN/m^2$.

Per quanto riguarda il coefficiente di esposizione e termico si adotta Ce=Ct= 1.

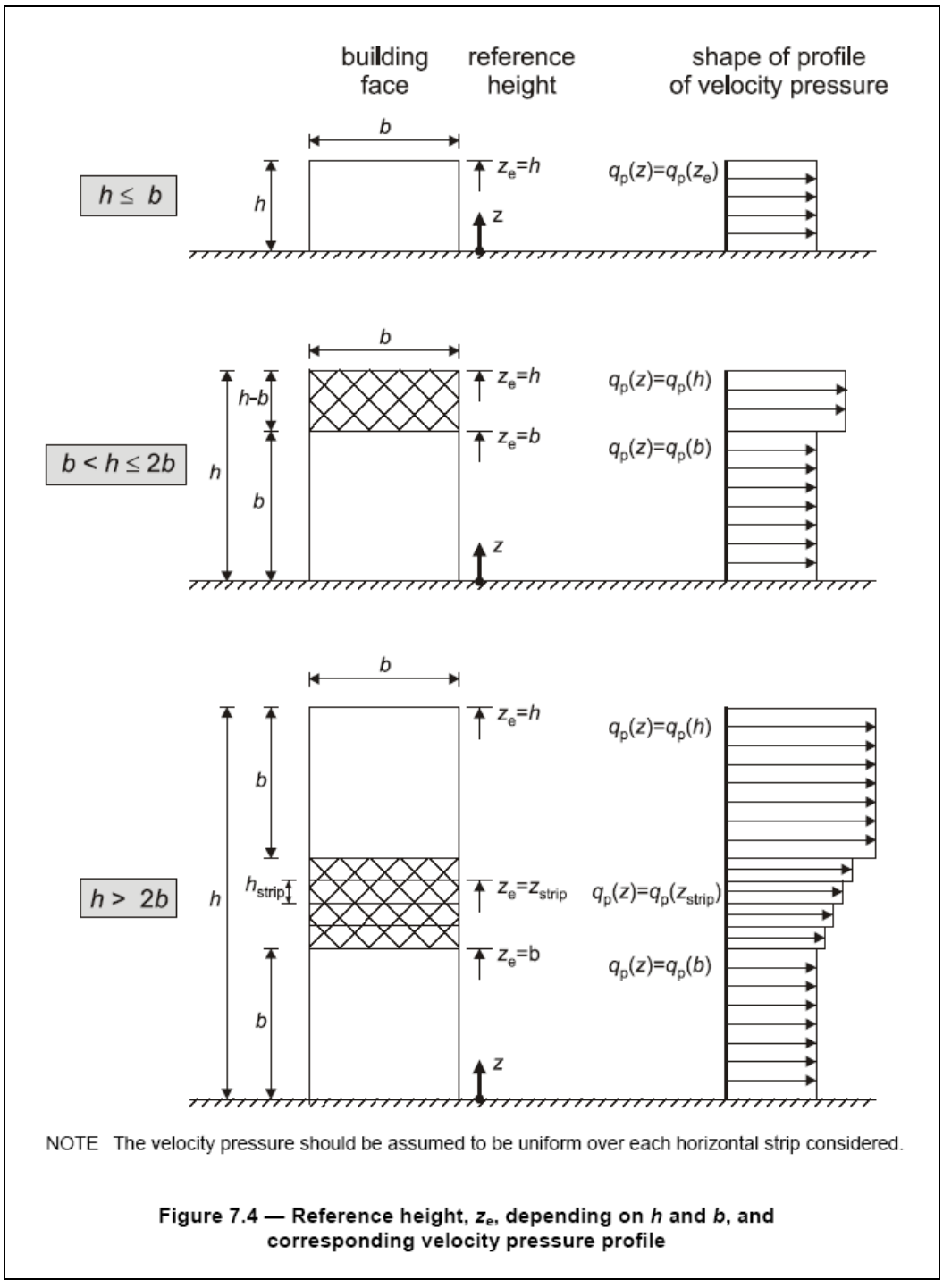
Per quanto riguarda il coefficiente di forma si adottano le prescrizioni relative a tetti con falde con pendenza compresa tra 0<α< 30°, per cui il coefficiente di forma vale: μ_1= 0.8;

Il carico dovuto all'azione della neve sulla copertura è pertanto pari a:

Q_n=0,90kN/mq

7.1.5 AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene valutata partendo dalla velocità di riferimento prevista dalla NTC2008. Al fine di determinare la pressione agente sul corpo si considerano i coefficienti di pressione e i parametri previsti dall'Eurocodice 1. Date le dimensioni in pianta dell'edificio rapportata all'altezza, si applica una pressione costante con l'altezza.



NOTE The velocity pressure should be assumed to be uniform over each horizontal strip considered.

Figure 7.4 — Reference height, z_e, depending on h and b, and corresponding velocity pressure profile

Figura 9 altezza di riferimento Eurocodice 1

DETERMINAZIONE PRESSIONE DEL VENTO (NTC 2008_ EUROCODICE 1)

1) calcolo velocità di riferimento N.T.C.. 3.3.2

ZONA	7	*NTC 2008_tab 3.3.I*
$V_{b,0}$[m/s]=	28,00	*vel. a 10m dal suolo, categ esposizi III, tempo rit. 50anni*
a_s[m]=	34,00	*altitudine del sito dal livello mare*
a_0[m]=	1000,00	*NTC 2008_tab 3.3.I*
K_a=	0,015	*NTC 2008_tab 3.3.I*
T_R [anni] =	100	

$v_b = v_{b,0}$ per $a_s < a_0$

$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s < 1500$ m

V_b[m/s]=	28,00	*vel. all'altitudine del sito, categ esposizi III, tempo rit. 50anni*

$$\alpha_R = 0.75\sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right]}$$

α_R =	1,04	
$V_{b(TR)}$[m/s]=	29,10	*Circolare 02-02-2009 C3.3.2*

$$v_b(T_R) = \alpha_R \, v_b$$

2)calcolo velocità media all'altezza z EC1 4.3.1

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

C_0[z]=	1,00	*fattore orografico, =1 se non diversamente specificato*
z_e=	24,00	*altezza alla quale valutare la velocità sul corpo,(EC1 fig.7.4)*
z=	24,00	*altezza generica per valutare il profilo del vento*
Z_0=	0,300	
Z_{min}=	8,00	
$Z_{0,II}$ [m]=	0,05	*suggerito da EC1, 4.3.2 (4.5)*
K_r=	0,22	*fattore di terreno, dipendente dalla rugosità*
$C_r(z_e)$=	0,94	
$C_r(z_{min})$=	0,71	
$C_r(z)$=	0,94	*fattore di rugosità, EC1 4.3.2*

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for} \quad z_{min} \le z \le z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{for} \quad z \le z_{min}$$

$V_m(z)$ [m/s]=	27,46	*se* $z_{min} \le z \le z_{max}$
$V_m(z_{min})$ [m/s]=	20,58	*se* $z \le z_{min}$
$V_m(z_e)$ [m/s]=	27,46	

Il coefficiente di pressione viene determinato in base al prospetto 7.1 dell'Eurocodice1 a seconda delle varie direzioni di incidenza del vento sull'edificio.

A titolo di esempio si riporta la pressione del vento per un coefficiente di pressione C_{pe}=0,80.

3) calcolo pressione associata alla velocità di picco prima del corpo EC1 4.5

K_l=	1,00	
ρ [kg/m^3]=	1,25	
σ_v=	6,27	*deviazione standard turbolenza*

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l$$

$I_v(Z)$=	0,23	*intensità di turbolenza*

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{for} \quad z_{min} \le z \le z_{max}$$
$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{for} \quad z < z_{min}$$

q_b [m/s]=	529,21	*pressione cinetica di riferimento dovuta a Vb*

$$q_b = 0.5 \rho V_b^2$$ *NTC 2008 §3.3.6*

$C_e(z)$=	2,31	*coefficiente di esposizione*
$q_p(z)$ [N/m^2]=	1224,53	*pressione associata alla velocità di picco prima del corpo*

$$q_p(z) = [1 + 7 I_v(z)] 0.5 \rho V_m^2 = C_e(z) q_b$$

$$C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b(z)}$$

4) calcolo pressione associata alla velocità di picco sul corpo EC1 5.2

C_{pe}	0,80	*coefficiente di pressione esterno, Sezione 7 EC1*
W_e[N/m^2]=	**980**	

$$W_e = q_p(z_e) C_{pe}$$

L'azione del vento viene applicata pertanto come una pressione uniformemente distribuita lungo l'altezza dell'edificio nelle diverse direzioni per i vari prospetti.

7.1.6 AZIONI DELLA TEMPERATURA

In conformità a quanto prescritto dalla Normativa Italiana si adottano i seguenti valori di variazione termica necessari per determinare le sollecitazioni indotte nelle strutture iperstatiche:

- strutture in calcestruzzo armato protette → ±10℃
- strutture in calcestruzzo armato protette → ±15℃
- strutture in acciaio protette → ±15℃
- strutture in acciaio esposte → ±25℃

7.1.7 SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

Le spinte del terreno in condizioni provvisionali vengono ad agire su una paratia in pali di calcestruzzo gettato in opera e vincolata a tiranti provvisori. In via definitiva, le spinte del terreno gravano sull'edificio tramite dei puntoni di trasferimento delle azioni dalla paratia agli orizzontamenti e da questi ultimi agli elementi controventanti. I puntoni in calcestruzzo sono realizzati a copertura della intercapedine e consentono l'areazione del parcheggio interrato.
Per le diverse zone si sono considerate le situazioni peggiorative tenendo conto che, in alcuni casi, le spinte del terreno nelle differenti zone risultano auto equilibrate. Le spinte statiche in direzione nord-sud risultano auto equilibrate dato che la quota di sistemazione del terreno in fase definitiva è circa uguale. In direzione est-ovest, invece, a partire dal livello 20.30m slm, ultimo livello in cui non è presente il giunto di separazione sismica, la spinta statica si considera agente fino al livello 38.40m slm.
Data la stratigrafia di progetto, al fine di determinare le spinte agenti in via definitiva si assume, a favore di sicurezza un coefficiente di spinta a riposo in quanto si considera che non possa mobilitarsi la spinta attiva del terreno avendo spostamenti limitati data la presenza dell'edificio (cfr Hambly, 1979).

I dati utilizzati per il calcolo della spinta statica sono i seguenti:

- Altezza di terreno: 38,40-20,30=18,10m
- Peso specifico: 18kN/mc nel terreno argilloso
- Coefficiente di spinta a riposo K_0=0,577 nel terreno argilloso
- Peso specifico: 20kN/mc nel terreno argilloso
- Coefficiente di spinta a riposo K_0=0,426 nello strato roccioso

La potenza dei vari strati è definita per la sezione più gravosa in cui si ha 12m di terreno e 6,10m di roccia.

7.1.8 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni sismiche sono determinate applicando ai modelli agli elementi finiti gli spettri di progetto definiti nella Relazione Sismica, documento "*12GH09PRdG0002-00".* Ai fini del dimensionamento delle varie parti componenti la struttura si considerano i seguenti stati limite:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita;
- Stato Limite di Danno;
- Stato limite di Operatività.

Le definizioni di ogni stato limite sono riportate nel seguito:

- 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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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.

Considerando le accelerazioni di progetto e le situazioni in sito, non si ritiene di dover predisporre un sistema di isolamento alla base. Tali dispositivi richiederebbero inoltre uno spazio interrato di altezza pari a un interpiano e questo porterebbe ad aumentare notevolmente i costi legati agli scavi in materiale roccioso.

Per i diversi stati limite le verifiche necessarie sono riportate in tabella 1.

Tabella 1 verifiche per azioni sismiche

S.L.	PRESCRIZIONE NTC 2008	Par NTC 2008	SPECIFICA MODALITÀ DI VERIFICA
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	par 7.3.7.2	Limitazione degli spostamenti interpiano
	Funzionalità degli impianti	par 7.3.7.3	Limitazione degli spostamenti interpiano o delle accelerazioni
SLD	Resistenza elementi strutturali	par 7.3.7.1	Verifiche di resistenza con fattore di struttura "q=1,5"
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	par 7.3.7.2	Limitazione degli spostamenti interpiano
	Contenimento deformazioni sistema fondazione-terreno	par 7.11.5.3	/
SLV	Assenza martellamento strutture contigue	par 7.2.2	/

	Resistenza delle strutture	par 7.3.6.1	Verifiche di resistenza con fattore di struttura "q" per forte danneggiamento
	Duttilità delle strutture	par 7.3.6.2	/
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	par 7.3.6.3	/
	Resistenza dei sostegni degli impianti	par 7.3.6.4	/
	Stabilità dei fronti di scavo	par 7.11.4	/
	Resistenza sistema fondazione-terreno	par 7.11.5.3	/
	Stabilità paratie	par 7.11.6.3.2	/

7.1.8.1 DETERMINAZIONE FATTORI DI STRUTTURA

Al fine di tenere in considerazione le capacità duttili della struttura e quindi la possibilità di dissipare energia sismica si effettuano analisi spettrali lineari con valori delle accelerazioni di progetto ridotte tramite il fattore di struttura q. I fattori di struttura necessari al fine di determinare gli spettri di progetto per l'azione sismica sono calcolati in base allo schema strutturale dei diversi corpi separati dai giunti di dilatazione. Tutte le strutture sono state dimensionate in classe di duttilità bassa.
In accordo con il capitolo 7.4.3.1 delle NTC 2008 il fattore di struttura viene così determinato.
Si considerano strutture a pareti o miste telaio-pareti.

$$q = q_0 K_R$$

q_0=3,0□ᵤ/□₁

q_0= valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto □ᵤ/□₁ tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale si ha la formazione della prima cerniera plastica.
Il rapporto □ᵤ/□₁ si determina al paragrafo 7.4.3.2 per gli edifici in calcestruzzo ed è pari a 1.1 per sistemi di controvento misti telai-pareti o a pareti accoppiate.

Il fattore di struttura risulta pertanto pari a 3,6 per tutti i blocchi dell'edificio.

Per i blocchi centrali in cui il sistema controventante è del tipo a nucleo, si effettua inoltre la verifica prescritta al punto 7.4.3.1 delle NTC 2008 al fine di controllare che la struttura non sia deformabile torsionalmente.
Si è quindi calcolato il rapporto:

$$r / l_s > 0{,}8$$

$$r = \sqrt{\frac{J_t}{J_p}}$$

$$l_s = \sqrt{\frac{L^2 + B^2}{12}}$$

r = rapporto tra la rigidezza torsionale di piano e flessionale di piano

L e B dimensioni in pianta del piano

Allo scopo di determinare le rigidezze di piano si applicano coppie e forze unitarie nel baricentro delle masse di ogni piano facente parte della struttura, e si calcolano le rotazioni e lo spostamento risultante. Tale modellazione viene svolta considerano il piano infinitamente rigido assialmente.

I risultati ottenuti sono i seguenti:

- Blocco centrale direzione X: r/l_s=22.36/21.7>0.8
- Blocco centrale direzione Y: r/l_s=34.5/21.7>0.8
- Blocco centrale Ovest direzione X: r/l_s=32.2/23.5>0.8
- Blocco centrale Ovest direzione Y: r/l_s=40.1/23.5>0.8

7.1.8.2 DETERMINAZIONE SPETTRI DI PROGETTO

Sulla base degli spettri elastici riportati nella relazione Sismica, si determinano i diversi spettri anelastici di progetto.

Gli spettri considerati sono quelli relativi al suolo di tipo B. Infatti i blocchi centrali hanno fondazioni di tipo superficiale agenti sul calcare del Monte Antola mentre i blocchi laterali hanno fondazioni profonde su pali intestati sul substrato roccioso.

Gli spettri determinati sono i seguenti:

- Spettro Anelastico per SLV, q=3,6
- Spettro Anelastico per SLD, q=1,5
- Spettro Elastico per SLD, q=1
- Spettro Elastico per SLO, q=1

SPETTRO ANELASTICO PER SLV (q=3,6)

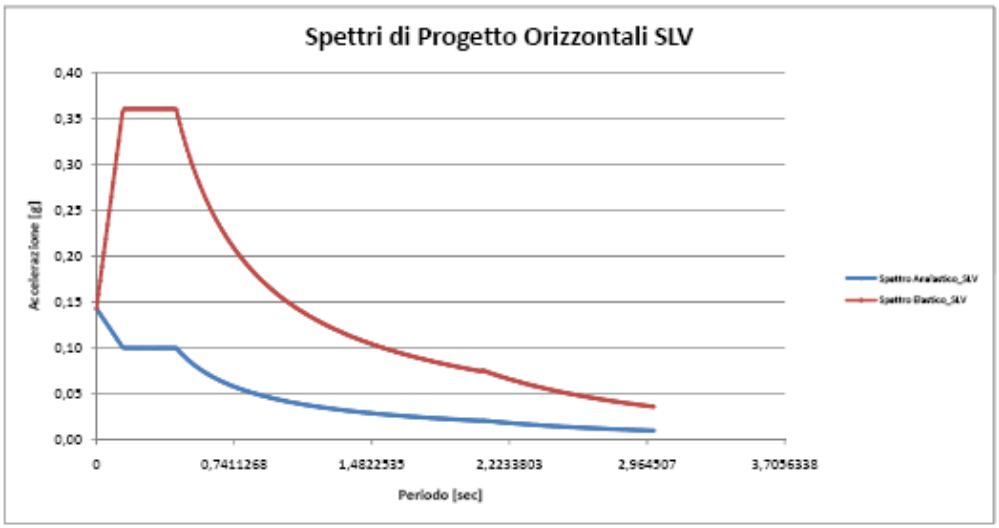


Figura 10 Spettro SLV

SPETTRO ANELASTICO PER SLD (q=1,5)

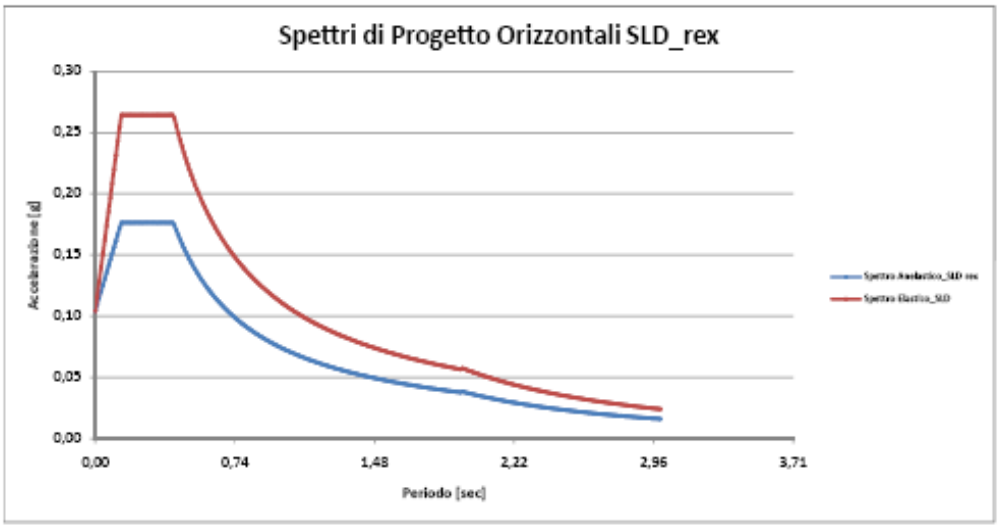


Figura 11 Spettro SLD_rex

SPETTRO ELASTICO PER SLD (q=1)

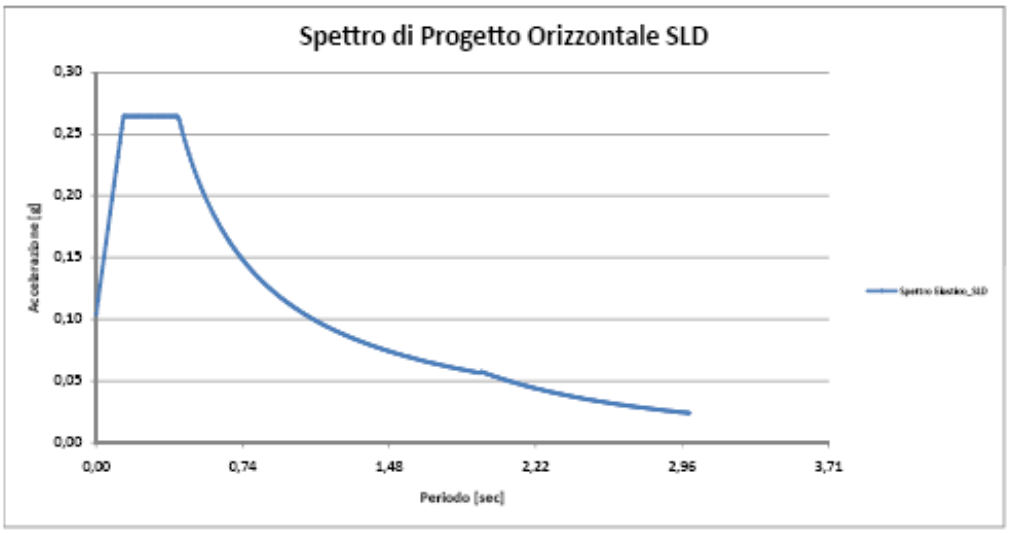


Figura 12 Spettro SLD

SPETTRO ELASTICO PER SLO (q=1)

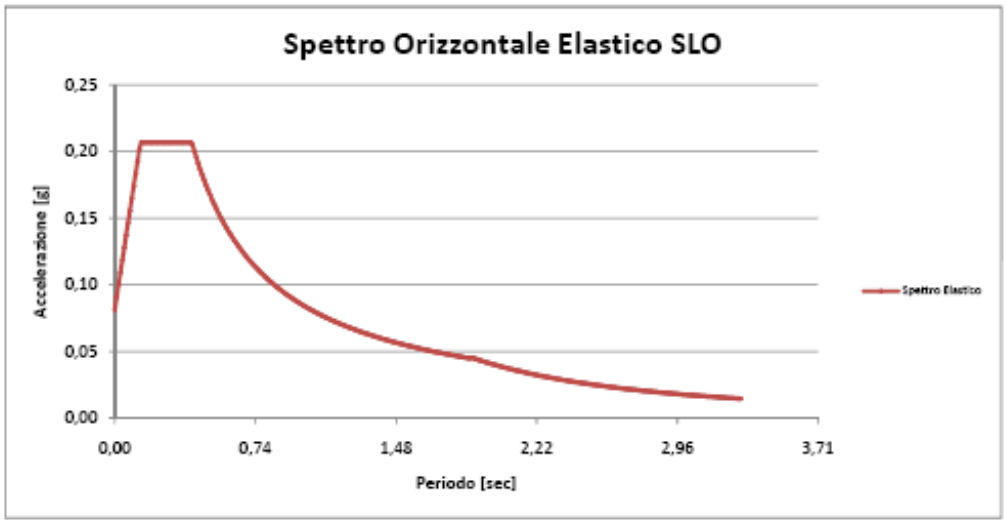


Figura 13 Spettro SLO

7.1.8.3 DETERMINAZIONE SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONE SISMICA

In condizione definitiva l'incremento di spinta dinamica del terreno agisce sull'edifico attraverso i puntoni disposti sul perimetro dell'area di scavo. Anche nelle zone in cui la spinta statica del terreno è auto equilibrata, l'incremento di spinta dinamica provoca delle spinte agenti nelle due direzioni principali X (est-ovest) e Y (nord-sud).

La rigidezza dei nuclei e degli elementi di controvento è tale da prendere in conto le forze orizzontali dovute all'incremento di spinta.

A favore di sicurezza si individuano due stratigrafie tipo da applicare alle diverse zone dell'edificio a seconda delle sezioni geologiche.

In accordo con quanto indicato all'Eurocodice 8, paragrafo E.9, l'incremento di spinta dinamica del terreno viene valutata attraverso la formula di Wood applicabile per opere di sostegno rigide completamente vincolate.

$$\Delta P_d = \alpha S \gamma H^2$$

H= altezza singolo strato di terreno

S= fattore di amplificazione stratigrafica (cfr NTC 2008)

□ = peso specifico del terreno

□= a_g/g

a_g = accelerazione di progetto su suolo rigido affiorante per lo stato limite considerato.

STRATIGRAFIA TIPO 1

Terreno con □=18,5kN/mc da quota 17.30m slm a quota 37.00m slm

STRATIGRAFIA TIPO 2

Terreno con □=18,5kN/mc da quota 30.40m slm a quota 38.40m slm

Substrato roccioso con □=26kN/mc da quota 17.30m slm a quota 30.40m slm

Le spinte così determinate si applicano come forze statiche equivalenti ai modelli ad elementi finiti e si vanno pertanto a sommare alle azioni di taglio dovute al comportamento dinamico dell'edificio.

7.1.4.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI PER AZIONI SISMICHE

L'analisi modale propedeutica all'applicazione dello spettro di risposta è stata effettuata prendendo in considerazione le seguenti masse sismiche:

L'azione sismica E valutata applicando gli spettri di risposta nelle varie direzioni, è stata combinata nel seguente modo:

$$E_{SLO_X} = SLO_X + 0{,}3SLO_Y + \Delta P_{d,a_{g,SLO}}$$
$$E_{SLO_Y} = SLO_Y + 0.3SLO_X + \Delta P_{d,a_{g,SLO}}$$
$$E_{SLD_X} = SLD_X + 0.3SLD_Y + \Delta P_{d,a_{g,SLD}}$$
$$E_{SLD_Y} = SLD_Y + 0.3SLD_X + \Delta P_{d,a_{g,SLD}}$$
$$E_{SLD_REX_X} = SLD_REX_X + 0.3SLD_REX_Y + \Delta P_{d,a_{g,SLD}}$$
$$E_{SLD_REX_Y} = SLD_REX_Y + 0.3SLD_REX_X + \Delta P_{d,a_{g,SLD}}$$
$$E_{SLV_X} = SLV_X + 0.3SLV_Y + \Delta P_{d,a_{g,SLV}}$$
$$E_{SLV_Y} = SLV_Y + 0.3SLV_X + \Delta P_{d,a_{g,SLV}}$$

Con il seguente significato dei simboli:

Gk = pesi permanenti strutturali e non strutturali;

Qki= i-esimo carico accidentale da considerare in combinazione con l'azione sismica

E_{SLO_X}= azione sismica allo SLO con direzione principale X

E_{SLO_Y}= azione sismica allo SLO con direzione principale Y

E_{SLD_X}= azione sismica allo SLD con direzione principale X

E_{SLD_Y}= azione sismica allo SLD con direzione principale Y

$E_{SLD_REX_X}$= azione sismica allo SLD per resistenza con direzione principale X

$E_{SLD_REX_Y}$= azione sismica allo SLD per resistenza con direzione principale Y

E_{SLV_X}= azione sismica allo SLV con direzione principale X

E_{SLV_Y}= azione sismica allo SLV con direzione principale Y

□P_d = incremento di spinta per azione sismica

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SLU

Si adottano le combinazioni prescritte dalla NTC 2008 ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$ per le azioni statiche

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$ per le azioni sismiche

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima

E azione sismica

γ_g = 1,3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_p = 1
γ_q = 1,5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
ψ_{0i} = 0,7
ψ_{2i} = 0,6 per ambienti suscettibili di affollamento e aree commerciali
ψ_{2i} = 0,3 per aree direzionali
ψ_{2i} = 0 per coperture

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{Ki})$$

L'azione sismica E deriva dalle combinazioni tra l'azione sismica dell'edificio nelle varie direzioni con l'incremento di spinta dinamica del terreno come indicato al paragrafo 7.1.4.2.

7.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – SLE

Si adottano le combinazioni prescritte dalla NTC 2008 ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = G_k + P_k + \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$ per le combinazioni caratteristiche (rara)

$$F_d = G_k + P_k + \left[\psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$ per le combinazioni frequenti

$$F_d = G_k + P_k + \left[\sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$ per le combinazioni quasi permanenti

con il seguente significato dei simboli:

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik} valore caratteristico dell'azione variabile i-esima

ψ_{0i} = 0,7 per carichi variabili ai piani

ψ_{0i} = 0,5 per carico neve

ψ_{0i} = 0,6 per carico vento e temperatura

ψ_{1i} = 0,5 per carichi variabili ai piani

ψ_{1i} = 0,2 per carico neve e vento

ψ_{1i} = 0,5 per carico temperatura

ψ_{2i} = 0,6 per ambienti suscettibili di affollamento e aree commerciali

ψ_{2i} = 0,3 per aree direzionali

ψ_{2i} = 0 per coperture

8 VERIFICHE AL FUOCO

Le strutture sono dimensionate per rispettare i requisiti seguenti:

- REI/R 120 per le struttura interrate e per le strutture in elevazione, dato che l'altezza antincendio dell'edificio è superiore ai 24m;
- REI 180 per le strutture di separazione tra autorimessa e altre destinazioni d'uso

Le verifiche sono effettuate con il metodo tabellare di cui al Decreto Ministeriale 16/02/2007
Per le tipologie principali di elementi strutturali si riportano nel seguito i requisiti richiesti.

Per le solette bidirezionali alleggerite, si considera la tabella D.5.1 rigo 1 invece del rigo 4, in quanto si sono ricevuti i certificati del fornitore relativi alle prove di laboratorio effettuate sui solai in caso di incendio. Tali prove dimostrano che i solai alleggeriti con sfere di HDPE richiedono i ricoprimenti minimi previsti dal Decreto 16/02/2007 per i solai pieni.

Solai in calcestruzzo		
	H	a
REI 120	160	40
REI 180	200	55
Pilastri in calcestruzzo armato		
	b	a
R120	450	50
Pareti in calcestruzzo		
	b	a
R120	220	35

H= spessore totale solaio

a= distanza dell'asse dell'armatura dal bordo del solaio

b= spessore minimo pareti e pilastri

9 VERIFICHE DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

9.1 VERIFICHE DEI PILASTRI

I pilastri in calcestruzzo armato C35/45 sono verificati a presso-flessione a stato limite ultimo secondo le indicazioni riportate al paragrafo 4.1.2.1.2 delle NTC 2008.

La normale agente sul generico pilastro è calcolata tenendo conto di un'area d'influenza dei carichi pari a 58 m^2, corrispondente ad uno sforzo di compressione massimo al piede rispettivamente di valore:

- 15548 kN nei blocchi Centro-Est e Centro-Ovest;
- 15205 kN nel blocco Centrale;
- 5413 kN nell'area del Pronto Soccorso a Sud-Ovest:
- 9123 kN nel blocco parcheggi a Nord-Est.

I momenti sollecitanti i pilastri sono calcolati, a favore di sicurezza, secondo schemi statici parziali (Figura 14), cioè esaminando una "trave di piano" indipendentemente dalle altre, ipotizzando opportuni vincoli di separazione [Ref. G. Toniolo – Calcolo Strutturale – I Telai (Vol. I)]. I momenti sono quindi massimizzati considerando una disposizione dei carichi e dei coefficienti dei carichi a scacchiera su schema a trave continua (Figura 15).

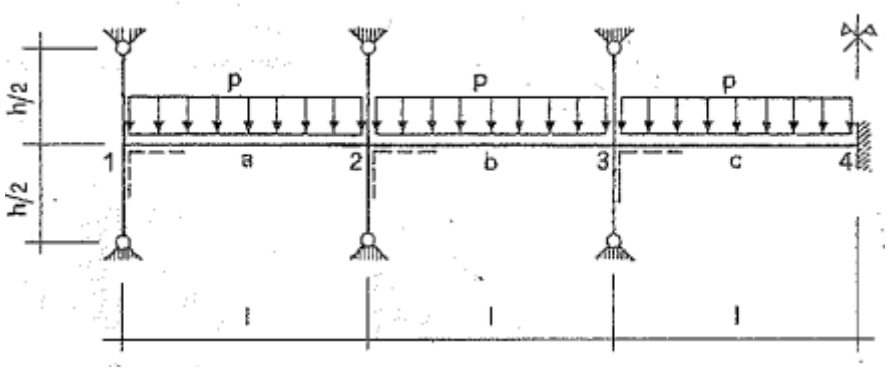


Figura 14 - Scema statico parziale esemplificativo.

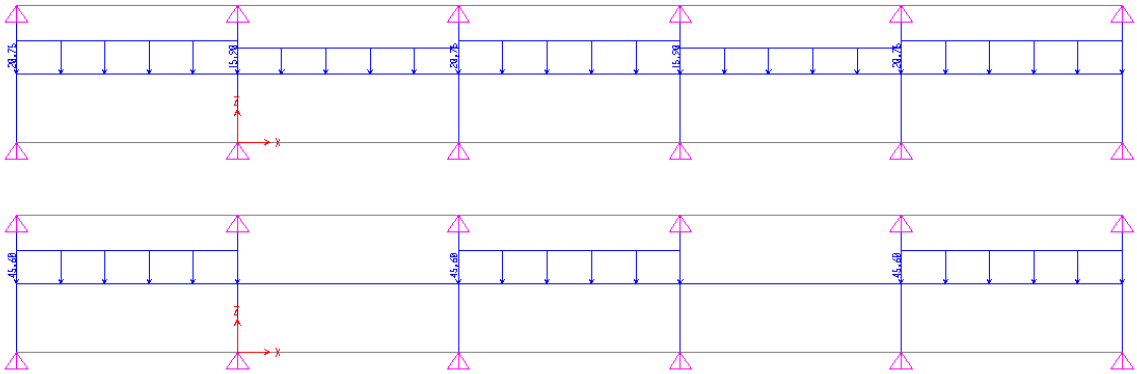


Figura 15 – Dall'alto: disposizione a scacchiera dei carichi permanenti (coeff. γ_G=1,3 e γ_G=1) e accidentali (coeff. γ_Q=1,5 e γ_Q=0).

Le sollecitazioni derivanti da tale approccio risultano più severe di un 10-15% se confrontate con quelle derivanti dall'analisi del modello agli elementi finiti, il che risulta ragionevole in considerazione del fatto che in quest'ultimo non viene valutata la possibilità di un carico alternato delle campate.

Eventuali effetti del secondo ordine sono tenuti in considerazione mediante il cosiddetto "Metodo della Curvatura Nominale" proposto dal punto 5.8.8 dell'EC2. La presenza di tali effetti è valutata confrontando la snellezza limite del pilastro, calcolata come da punto 5.8.3 dell'EC2 UNI EN 1992-1-1:2005, con la snellezza del pilastro nelle due direzioni principali. Si possono trascurare gli effetti del secondo ordine se si ottiene $\lambda_{lim} \geq \lambda$.

$$\lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}}$$

Con:

A = 0,7

B = 1+2ω

C = 1,7 – rm

n = Ned/(Acfcd)

rm = M01/M02

dove M01 ed M02 sono i momenti del primo ordine alle estremità con $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

Al paragrafo 9.1.1 si riportano i valori delle azioni calcolate secondo la procedura illustrata.
Nel paragrafo 9.1.2 si riportano a titolo esemplificativo le verifiche dei pilastri più sollecitati per ogni tipologia di sezione (50x50 ; 80x80 ; 40x110 ; 40x140).

9.1.1 AZIONI SUI PILASTRI

L'area dell'ospedale può essere suddivisa secondo le differenti destinazioni d'uso e le differenze nella morfologia strutturale fino a determinare 5 aree distinte per ognuna delle quali è opportuna un'analisi specifica delle azioni gravanti sui pilastri.
Nei successivi sottoparagrafi sono riportati i prospetti dei fogli di calcolo redatti al fine di distinguere tali azioni.

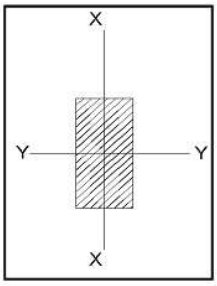
Il singolo foglio di calcolo è strutturato in 5 parti. La prima parte riepiloga i carichi permanenti strutturali, permanenti non strutturali e accidentali che danno luogo alla normale al piede del pilastro e ai momenti del primo ordine. Nella seconda parte si calcola la snellezza del pilastro per valutare la presenza o meno di effetti del secondo ordine. I valori della snellezza nelle due direzioni sono evidenziati in colore rosso se superiori alla snellezza limite, il che corrisponde a effetti del secondo ordine non trascurabili. La terza e la quarta sezione del foglio sono dedicate al calcolo dei momenti del secondo ordine nelle due direzioni, se presenti. L'ultima parte rappresenta il quadro riassuntivo finale delle sollecitazioni secondo le diverse combinazioni di carico.

9.1.1.1 BLOCCO CENTRALE

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Blocco Centrale version 1.0

	Project	Number	Sheet No
D'APPOLONIA	**Nuovo Ospedale Galliera**	**09-280**	**1/3**
	Area of Project		Rev
	Analisi dei carichi		**1**
	Element Description		Prepared by
	Pilastri Blocco Centrale		**MLC PBA**
			Checked by
			AGT

	SLU_str	SLU_geo	SLE_rara
γ_{g1}	1,3	1	1
γ_{g2}	1,3	1	1
γ_{q}	1,5	1,5	0,6
f_{ck}	35	MPa	
f_{cd}	23,33	MPa	
f_{yd}	374	MPa	
E_{sd}	206000	MPa	
ε_{yd}	0,0018		



1) Sollecitazioni Pilastri blocco centrale

1,1 Sollecitazioni dovute ai carichi esterni

									SLU		
Quota	Area[m^2]	$G_{1,pil}$[kN/m]	G_1[kN/m^2]	G_2[kN/m^2]	Q[kN/m^2]	N_{sd}	coeff.	N_{sd}	N_{sd}	Msd,01x	Msd,01y
58,4	58	6,25	6	2	2,5	821	1,1	903	903	304	304
54,4	58	6,25	7	3	10	1657	1,1	1822	2725	301	260
50,4	58	6,25	7	3,7	3,5	1144	1,1	1258	3983	268	277
46,4	58	6,25	7	3,7	3,5	1144	1,1	1258	5241	268	277
42,4	58	6,25	7	3,7	3,5	1144	1,1	1258	6499	268	277
38,4	58	16	7	3,7	3	1151	1,1	1266	7765	348	331
34,4	58	16	7	3,7	3	1151	1,1	1266	9032	331	316
29,7	58	16	7,9	3,7	10	1842	1,14	2100	11132	681	580
25	58	16	7,9	3,7	15	2277	1,14	2596	13728	820	580
20,3	58	16	6,5	3,7	4,3	1241	1,14	1415	15143	625	276
17,3	58	14	0	0	0	55	1,14	62	15205	545	165

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Blocco Centrale version 1.0

D'APPOLONIA

Project	Number	Sheet No
Nuovo Ospedale Galliera	**09-280**	**2/3**
Area of Project		Rev
Analisi dei carichi		**1**
Element Description		Prepared by
Pilastri Blocco Centrale		**MLC PBA**
		Checked by
		AGT

1,2 Determinazione Snellezza Limite

Quota	by	hx	L	Coeff Vinc.	i_x	i_y	λ_x	λ_y	B	C	A	n	λ_{lim}
58,4	50	50	0	0,7	0,14	0,14	0,00	0,00	1,1	0,7	0,71	0,15	27,79
54,4	50	50	4	0,7	0,14	0,14	19,40	19,40	1,1	0,7	0,71	0,47	16,00
50,4	50	50	4	0,7	0,14	0,14	19,40	19,40	1,1	0,7	0,71	0,68	13,23
46,4	50	50	4	0,7	0,14	0,14	19,40	19,40	1,1	0,7	0,71	0,90	11,54
42,4	50	50	4	0,7	0,14	0,14	19,40	19,40	1,1	0,7	0,71	1,11	10,36
38,4	80	80	4	0,7	0,23	0,23	12,12	12,12	1,1	0,7	0,71	0,52	15,16
34,4	80	80	4	0,7	0,23	0,23	12,12	12,12	1,1	0,7	0,71	0,60	14,06
29,7	80	80	4,7	0,7	0,23	0,23	14,25	14,25	1,1	0,7	0,71	0,75	12,66
25	80	80	4,7	0,7	0,23	0,23	14,25	14,25	1,1	0,7	0,71	0,92	11,40
20,3	80	80	4,7	0,7	0,23	0,23	14,25	14,25	1,1	0,7	0,71	1,01	10,86
17,3	40	140	3	0,7	0,40	0,12	5,20	18,19	1,1	0,7	0,71	1,16	10,14

1,3 Effetti del secondo ordine in direzione X

Quota	c	$(1/r0)_x$	$k_{\phi,x}$	k_ρ	1/r	e_x	Msd,02y
58,4	10	8,97E-03	2,05	1,00	1,84E-02	0,00	0
54,4	10	8,97E-03	1,79	0,90	1,45E-02	0,02	63
50,4	10	8,97E-03	1,79	0,60	9,62E-03	0,02	61
46,4	10	8,97E-03	1,79	0,29	4,70E-03	0,01	39
42,4	10	8,97E-03	1,79	-0,01	-2,09E-04	0,00	-2
38,4	10	5,60E-03	1,89	0,83	8,78E-03	0,01	0
34,4	10	5,60E-03	1,89	0,71	7,51E-03	0,01	0
29,7	10	5,60E-03	1,86	0,51	5,32E-03	0,01	131
25	10	5,60E-03	1,86	0,26	2,75E-03	0,01	83
20,3	10	5,60E-03	1,86	0,13	1,34E-03	0,00	45
17,3	10	1,12E-02	1,98	-0,08	-1,85E-03	0,00	0

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Blocco Centrale version 1.0

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	Nuovo Ospedale Galliera	**09-280**	**3/3**
	Area of Project		Rev
	Analisi dei carichi		**1**
	Element Description		Prepared by
	Pilastri Blocco Centrale		**MLC PBA**
			Checked by
			AGT

1,4 Effetti del secondo ordine in direzione Y

Quota	c	$(1/r0)_y$	$k_{\phi,y}$	k_ρ	1/r	e_y	Msd,02x
58,4	10	8,97E-03	2,05	1,00	1,84E-02	0,00	0
54,4	10	8,97E-03	1,79	0,90	1,45E-02	0,02	63
50,4	10	8,97E-03	1,79	0,60	9,62E-03	0,02	61
46,4	10	8,97E-03	1,79	0,29	4,70E-03	0,01	39
42,4	10	8,97E-03	1,79	-0,01	-2,09E-04	0,00	-2
38,4	10	5,60E-03	1,89	0,83	8,78E-03	0,01	0
34,4	10	5,60E-03	1,89	0,71	7,51E-03	0,01	0
29,7	10	5,60E-03	1,86	0,51	5,32E-03	0,01	131
25	10	5,60E-03	1,86	0,26	2,75E-03	0,01	83
20,3	10	5,60E-03	1,86	0,13	1,34E-03	0,00	45
17,3	10	3,20E-03	1,81	-0,08	-4,81E-04	0,00	-7

1,5 Sollecitazione di Verifica

N [kN]

M [kNm]

			SLU			SLU_GEO	SLE_RARA
Quota	by	hx	N_{sd}	Msd,totx	Msd,toty	**750**	**606**
58,4	50	50	**903**	**304**	**304**	**2372**	**1654**
54,4	50	50	**2725**	**364**	**323**	**3417**	**2499**
50,4	50	50	**3983**	**329**	**338**	**4462**	**3343**
46,4	50	50	**5241**	**307**	**316**	**5507**	**4187**
42,4	50	50	**6499**	**266**	**275**	**6548**	**5055**
38,4	80	80	**7765**	**348**	**331**	**7588**	**5923**
34,4	80	80	**9032**	**331**	**316**	**9432**	**7172**
29,7	80	80	**11132**	**812**	**711**	**11773**	**8620**
25	80	80	**13728**	**903**	**663**	**12959**	**9551**
20,3	80	80	**15143**	**670**	**321**	**13007**	**9598**
17,3	40	140	**15205**	**538**	**165**	**13007**	**9598**

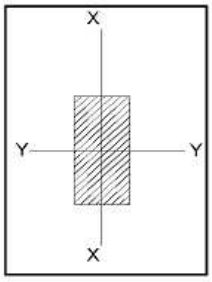
9.1.1.2 BLOCCO CENTRO-OVEST E CENTRO-EST

I blocchi Centro-Ovest e Centro-Est possono essere considerati equivalenti al fine di determinare le azioni sui pilastri e pertanto si riporta di seguito il solo prospetto relativo al blocco Centro-Ovest.

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Blocco Centrale Ovest version 1.0

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	Nuovo Ospedale Galliera	09-280	1/3
	Area of Project		Rev
	Analisi dei carichi		1
	Element Description		Prepared by
	Pilastri Blocco Centro-Ovest		MLC PBA
			Checked by
			AGT

	SLU_str	SLU_geo	SLE_rara
γ_{g1}	1,3	1	1
γ_{g2}	1,3	1	1
γ_q	1,5	1,5	0,6
f_{ck}	35	MPa	
f_{cd}	23,33	MPa	
f_{yd}	374	MPa	
E_{sd}	206000	MPa	
ε_{yd}	0,0018		



1) Sollecitazioni Pilastri Blocco Centrale (Ovest)

1,1 Sollecitazioni dovute ai carichi esterni

									SLU		
Quota	Area[m^2]	$G_{1,pil}$[kN/m]	G_1[kN/m^2]	G_2[kN/m^2]	Q[kN/m^2]	N_{sd}	coeff.	N_{sd}	N_{sd}	Msd,01x	Msd,01y
58,4	58	6,25	6	2	2,5	821	1,1	903	903	304	155
54,4	58	6,25	7	3	10	1657	1,1	1822	2725	301	260
50,4	58	6,25	7	3,7	3,5	1144	1,1	1258	3983	270	281
46,4	58	6,25	7	3,7	10	1709	1,1	1880	5863	244	293
42,4	58	6,25	7	3,7	3,5	1144	1,1	1258	7121	212	220
38,4	58	16	7	3,7	3	1151	1,1	1266	8388	291	318
34,4	58	16	7	3,7	3,5	1194	1,1	1314	9701	268	277
29,7	58	16	7,9	3,7	10	1842	1,14	2100	11802	681	580
25	58	16	7,9	3,7	10	1842	1,14	2100	13902	681	580
20,3	58	16	6,5	3,7	6	1389	1,14	1583	15485	625	276
17,3	58	14	0	0	0	55	1,14	62	15548	545	165

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Blocco Centrale Ovest version 1.0

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	Nuovo Ospedale Galliera	09-280	2/3
	Area of Project		Rev
	Analisi dei carichi		1
	Element Description		Prepared by
	Pilastri Blocco Centro-Ovest		MLC PBA
			Checked by
			AGT

1,2 Determinazione Snellezza Limite

Quota	by	hx	L	Coeff Vinc.	i_x	i_y	λ_x	λ_y	B	C	A	n	λ_{lim}
58,4	50	50	0	0,7	0,14	0,14	0,00	0,00	1,1	0,7	0,71	0,15	27,79
54,4	50	50	4	0,7	0,14	0,14	19,40	19,40	1,1	0,7	0,71	0,47	16,00
50,4	50	50	4	0,7	0,14	0,14	19,40	19,40	1,1	0,7	0,71	0,68	13,23
46,4	50	50	4	0,7	0,14	0,14	19,40	19,40	1,1	0,7	0,71	1,01	10,91
42,4	50	50	4	0,7	0,14	0,14	19,40	19,40	1,1	0,7	0,71	1,22	9,90
38,4	80	80	4	0,7	0,23	0,23	12,12	12,12	1,1	0,7	0,71	0,56	14,59
34,4	80	80	4	0,7	0,23	0,23	12,12	12,12	1,1	0,7	0,71	0,65	13,57
29,7	80	80	4,7	0,7	0,23	0,23	14,25	14,25	1,1	0,7	0,71	0,79	12,30
25	80	80	4,7	0,7	0,23	0,23	14,25	14,25	1,1	0,7	0,71	0,93	11,33
20,3	80	80	4,7	0,7	0,23	0,23	14,25	14,25	1,1	0,7	0,71	1,04	10,74
17,3	40	140	3	0,7	0,40	0,12	5,20	18,19	1,1	0,7	0,71	1,19	10,02

1,3 Effetti del secondo ordine in direzione X

Quota	c	$(1/r0)_x$	$k_{\phi,x}$	k_ρ	1/r	e_x	Msd,02y
58,4	10	8,97E-03	2,05	1,00	1,84E-02	0,00	0
54,4	10	8,97E-03	1,79	0,90	1,45E-02	0,02	63
50,4	10	8,97E-03	1,79	0,60	9,62E-03	0,02	61
46,4	10	8,97E-03	1,79	0,14	2,28E-03	0,00	21
42,4	10	8,97E-03	1,79	-0,16	-2,64E-03	0,00	-30
38,4	10	5,60E-03	1,89	0,77	8,15E-03	0,01	0
34,4	10	5,60E-03	1,89	0,65	6,83E-03	0,01	0
29,7	10	5,60E-03	1,86	0,45	4,65E-03	0,01	121
25	10	5,60E-03	1,86	0,25	2,57E-03	0,01	79
20,3	10	5,60E-03	1,86	0,10	1,01E-03	0,00	34
17,3	10	1,12E-02	1,98	-0,12	-2,67E-03	0,00	0

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Blocco Centrale Ovest version 1.0

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	Nuovo Ospedale Galliera	**09-280**	**3/3**
	Area of Project		Rev
	Analisi dei carichi		**1**
	Element Description		Prepared by
	Pilastri Blocco Centro-Ovest		**MLC PBA**
			Checked by
			AGT

1,4 Effetti del secondo ordine in direzione Y

Quota	c	$(1/r0)_y$	$k_{\phi,y}$	k_ρ	1/r	e_y	Msd,02x
58,4	10	8,97E-03	2,05	1,00	1,84E-02	0,00	0
54,4	10	8,97E-03	1,79	0,90	1,45E-02	0,02	63
50,4	10	8,97E-03	1,79	0,60	9,62E-03	0,02	61
46,4	10	8,97E-03	1,79	0,14	2,28E-03	0,00	21
42,4	10	8,97E-03	1,79	-0,16	-2,64E-03	0,00	-30
38,4	10	5,60E-03	1,89	0,77	8,15E-03	0,01	0
34,4	10	5,60E-03	1,89	0,65	6,83E-03	0,01	0
29,7	10	5,60E-03	1,86	0,45	4,65E-03	0,01	121
25	10	5,60E-03	1,86	0,25	2,57E-03	0,01	79
20,3	10	5,60E-03	1,86	0,10	1,01E-03	0,00	34
17,3	10	3,20E-03	1,81	-0,12	-6,97E-04	0,00	-10

1,5 Sollecitazione di Verifica

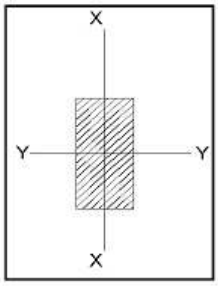
Quota	by	hx	N_{sd}	Msd,totx	Msd,toty	SLU_GEO	SLE_RARA
58,4	50	50	**903**	304	155	**750**	**606**
54,4	50	50	**2725**	364	323	**2372**	**1654**
50,4	50	50	**3983**	331	342	**3417**	**2499**
46,4	50	50	**5863**	265	314	**5084**	**3592**
42,4	50	50	**7121**	182	190	**6130**	**4436**
38,4	80	80	**8388**	291	318	**7170**	**5304**
34,4	80	80	**9701**	268	277	**8258**	**6191**
29,7	80	80	**11802**	802	701	**10102**	**7440**
25	80	80	**13902**	760	659	**11947**	**8689**
20,3	80	80	**15485**	659	310	**13302**	**9688**
17,3	40	140	**15548**	535	165	**13350**	**9736**

9.1.1.3 BLOCCO PARCHEGGI (NORD-EST)

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Blocco Nord-Est version 1.0

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	Nuovo Ospedale Galliera	09-280	1/2
	Area of Project		Rev
	Analisi dei carichi		1
	Element Description		Prepared by
	Pilastri Blocco Nord-Est		MLC PBA
			Checked by
			AGT

	SLU_str	SLU_geo	SLE_rara
γ_{g1}	1,3	1	1
γ_{g2}	1,3	1	1
γ_{q}	1,5	1,5	0,6
f_{ck}	35	MPa	
f_{cd}	23,33	MPa	
f_{yd}	374	MPa	
E_{sd}	206000	MPa	
ε_{yd}	0,0018		



1) Sollecitazioni Pilastri blocco nord-est

1,1 Sollecitazioni dovute ai carichi esterni

									SLU		
Quota	Area[m^2]	$G_{1,pil}$[kN/m]	G_1[kN/m^2]	G_2[kN/m^2]	Q[kN/m^2]	N_{sd}	coeff.	N_{sd}	N_{sd}	Msd,01x	Msd,01y
42,4	58	6,25	8,75	2,1	4	1166	1,14	1329	1329	185	271
38,4	58	6,25	12,5	3,7	40	4734	1,14	5397	6726	211	308
34,4	58	11	6	3,7	2,5	1006	1,14	1147	7873	187	263
29,7	58	11	6,5	3,7	2,5	1054	1,14	1201	9074	180	267
25	58	16	0	0	0	98	1,14	111	9186	217	450

1,2 Determinazione Snellezza Limite

Quota	by	hx	L	Coeff Vinc.	i_x	i_y	λ_x	λ_y	B	C	A	n	λ_{lim}
42,4	50	50	0	0,7	0,14	0,14	0,00	0,00	1,1	0,7	0,71	0,23	22,90
38,4	50	50	4	0,7	0,14	0,14	19,40	19,40	1,1	0,7	0,71	1,15	10,18
34,4	40	110	4	0,7	0,32	0,12	8,82	24,25	1,1	0,7	0,71	0,77	12,49
29,7	40	110	4,7	0,7	0,32	0,12	10,36	28,49	1,1	0,7	0,71	0,88	11,63
25	80	80	4,7	0,7	0,23	0,23	14,25	14,25	1,1	0,7	0,71	0,62	13,94

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Blocco Nord-Est version 1.0

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	Nuovo Ospedale Galliera	09-280	2/2
	Area of Project		Rev
	Analisi dei carichi		1
	Element Description		Prepared by
	Pilastri Blocco Nord-Est		MLC PBA
			Checked by
			AGT

1,3 Effetti del secondo ordine in direzione X

Quota	c	$(1/r0)_x$	$k_{\phi,x}$	k_ρ	1/r	e_x	Msd,02y
42,4	10	8,97E-03	2,05	1,00	1,84E-02	0,00	0
38,4	10	8,97E-03	1,79	-0,07	-1,09E-03	0,00	-12
34,4	10	1,12E-02	1,93	0,48	1,04E-02	0,02	0
29,7	10	1,12E-02	1,91	0,31	6,72E-03	0,01	0
25	10	5,60E-03	1,86	0,69	7,24E-03	0,02	147

1,4 Effetti del secondo ordine in direzione Y

Quota	c	$(1/r0)_y$	$k_{\phi,y}$	k_ρ	1/r	e_y	Msd,02x
42,4	10	8,97E-03	2,05	1,00	1,84E-02	0,00	0
38,4	10	8,97E-03	1,79	-0,07	-1,09E-03	0,00	-12
34,4	10	4,08E-03	1,73	0,48	3,38E-03	0,01	43
29,7	10	4,08E-03	1,67	0,31	2,13E-03	0,00	43
25	10	5,60E-03	1,86	0,69	7,24E-03	0,02	147

1,5 Sollecitazione di Verifica

N [kN]

M [kNm]

			SLU			SLU_GEO	SLE_RARA
Quota	by	hx	N_{sd}	Msd,totx	Msd,toty	**1114**	**876**
42,4	50	50	**1329**	**185**	**271**	**6181**	**3563**
38,4	50	50	**6726**	**199**	**296**	**7120**	**4353**
34,4	40	110	**7873**	**230**	**263**	**8102**	**5186**
29,7	40	110	**9074**	**223**	**267**	**8187**	**5272**
25	80	80	**9186**	**364**	**597**	**8187**	**5272**

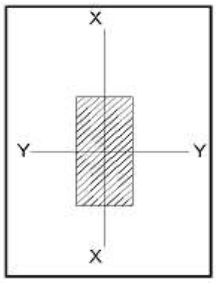
9.1.1.4 BLOCCO PRONTO SOCCORSO (SUD-OVEST)

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Pronto Soccorso version 1.0

D'APPOLONIA

Project	Number	Sheet No
Nuovo Ospedale Galliera	**09-280**	**1/2**
Area of Project		Rev
Analisi dei carichi		**1**
Element Description		Prepared by
Pilastri Pronto Soccorso		**MLC PBA**
		Checked by
		AGT

	SLU_str	SLU_geo	SLE_rara
γ_{g1}	1,3	1	1
γ_{g2}	1,3	1	1
γ_q	1,5	1,5	0,6
f_{ck}	35	MPa	
f_{cd}	23,33	MPa	
f_{yd}	374	MPa	
E_{sd}	206000	MPa	
ε_{yd}	0,0018		



1) Sollecitazioni Pilastri Pronto Soccorso

1,1 Sollecitazioni dovute ai carichi esterni

									SLU		
Quota	Area[m^2]	$G_{1,pil}$[kN/m]	G_1[kN/m^2]	G_2[kN/m^2]	Q[kN/m^2]	N_{sd}	coeff.	N_{sd}	N_{sd}	Msd,01x	Msd,01y
34,4	58	6,25	6,5	2,1	4	996	1,1	1096	1096	174	174
29,7	58	6,25	7,9	3,7	10	1783	1,1	1961	3057	169	169
25	58	6,25	6	3,7	3	1031	1,1	1134	4191	201	201
20,3	58	6,25	6,5	3,7	3	1068	1,1	1175	5366	188	207
17,3	58	11	0	0	0	43	1,1	47	5413	491	263

1,2 Determinazione Snellezza Limite

Quota	by	hx	L	Coeff Vinc.	i_x	i_y	λ_x	λ_y	B	C	A	n	λ_{lim}
34,4	50	50	0	0,7	0,14	0,14	0,00	0,00	1,1	0,7	0,71	0,19	25,22
29,7	50	50	4,7	0,7	0,14	0,14	22,79	22,79	1,1	0,7	0,71	0,52	15,10
25	50	50	4,7	0,7	0,14	0,14	22,79	22,79	1,1	0,7	0,71	0,72	12,90
20,3	50	50	4,7	0,7	0,14	0,14	22,79	22,79	1,1	0,7	0,71	0,92	11,40
17,3	40	110	3	0,7	0,32	0,12	6,61	18,19	1,1	0,7	0,71	0,53	15,06

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\[Carichi_Pilastri_galliera_rev05.xls]Pronto Soccorso version 1.0

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	Nuovo Ospedale Galliera	**09-280**	**2/2**
	Area of Project		Rev
	Analisi dei carichi		**1**
	Element Description		Prepared by
	Pilastri Pronto Soccorso		**MLC PBA**
			Checked by
			AGT

1,3 Effetti del secondo ordine in direzione X

Quota	c	$(1/r0)_x$	$k_{\phi,x}$	k_ρ	1/r	e_x	Msd,02y
34,4	10	8,97E-03	2,05	1,00	1,84E-02	0,00	0
29,7	10	8,97E-03	1,75	0,82	1,29E-02	0,03	87
25	10	8,97E-03	1,75	0,55	8,58E-03	0,02	79
20,3	10	8,97E-03	1,75	0,26	4,11E-03	0,01	49
17,3	10	1,12E-02	1,96	0,82	1,80E-02	0,02	0

1,4 Effetti del secondo ordine in direzione Y

Quota	c	$(1/r0)_y$	$k_{\phi,y}$	k_ρ	1/r	e_y	Msd,02x
34,4	10	8,97E-03	2,05	1,00	1,84E-02	0,00	0
29,7	10	8,97E-03	1,75	0,82	1,29E-02	0,03	87
25	10	8,97E-03	1,75	0,55	8,58E-03	0,02	79
20,3	10	8,97E-03	1,75	0,26	4,11E-03	0,01	49
17,3	10	4,08E-03	1,81	0,82	6,04E-03	0,01	29

1,5 Sollecitazione di Verifica

N [kN]

M [kNm]

			SLU			SLU_GEO	SLE_RARA
Quota	by	hx	N_{sd}	Msd,totx	Msd,toty	**931**	**702**
34,4	50	50	**1096**	**174**	**174**	**2661**	**1857**
29,7	50	50	**3057**	**256**	**256**	**3599**	**2623**
25	50	50	**4191**	**280**	**280**	**4569**	**3421**
20,3	50	50	**5366**	**237**	**256**	**4606**	**3457**
17,3	40	110	**5413**	**520**	**263**	**4606**	**3457**

9.1.2 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE - SLU

A titolo esemplificativo si riportano le verifiche dei pilastri più sollecitati per ogni tipologia di sezione (50x50 ; 80x80 ; 40x110 ; 40x140.

9.1.2.1 PILASTRI 80X80 CM

Si verifica il pilastro di sezione rettangolare 80x80 cm in calcestruzzo C35/45, armato longitudinalmente con 8 barre in acciaio B 450 C □26 su ogni lato (A=148,7 cm^2), per un rapporto geometrico d'armatura ρ=2,32%.
In Tabella 2 sono riportati i valori delle azioni più gravose per la tipologia di sezione in esame e i riferimenti ai rispettivi domini di rottura.

Tabella 2 - Sollecitazioni pilastri 80x80

Caso	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Dominio di rottura
A	15485	659	310	Figura 16
B	13728	903	663	Figura 17
C	13895	751	650	Figura 18
D	15143	670	321	Figura 19

In tutti i casi la sollecitazione ricade all'interno del dominio di rottura pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

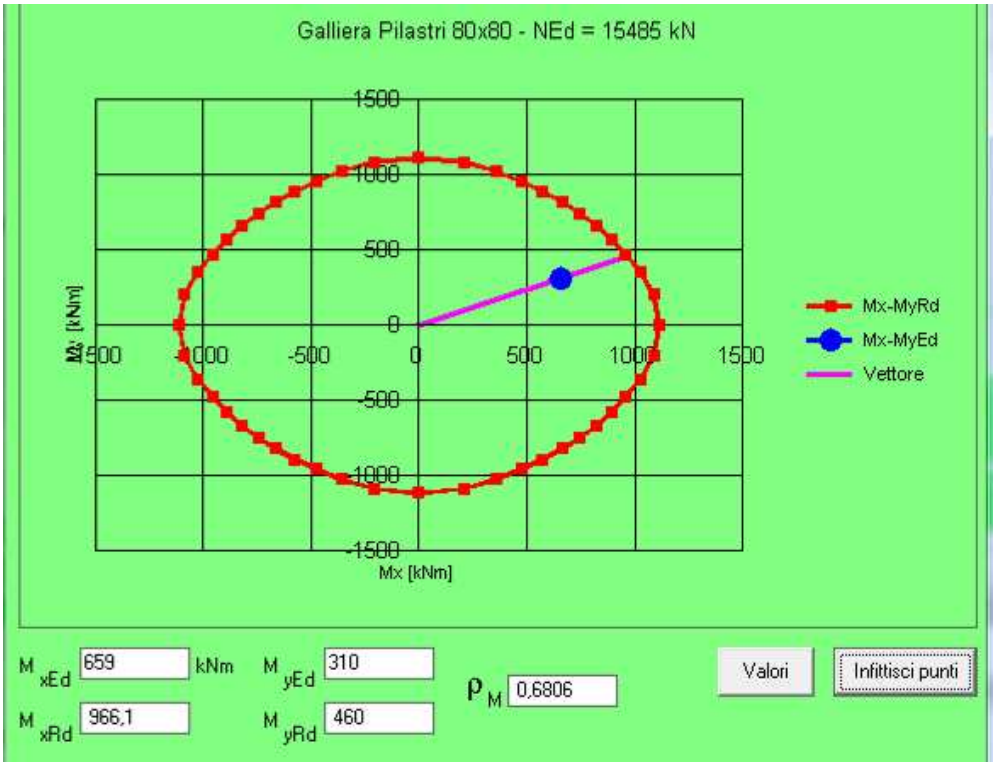


Figura 16 - Dominio di rottura A

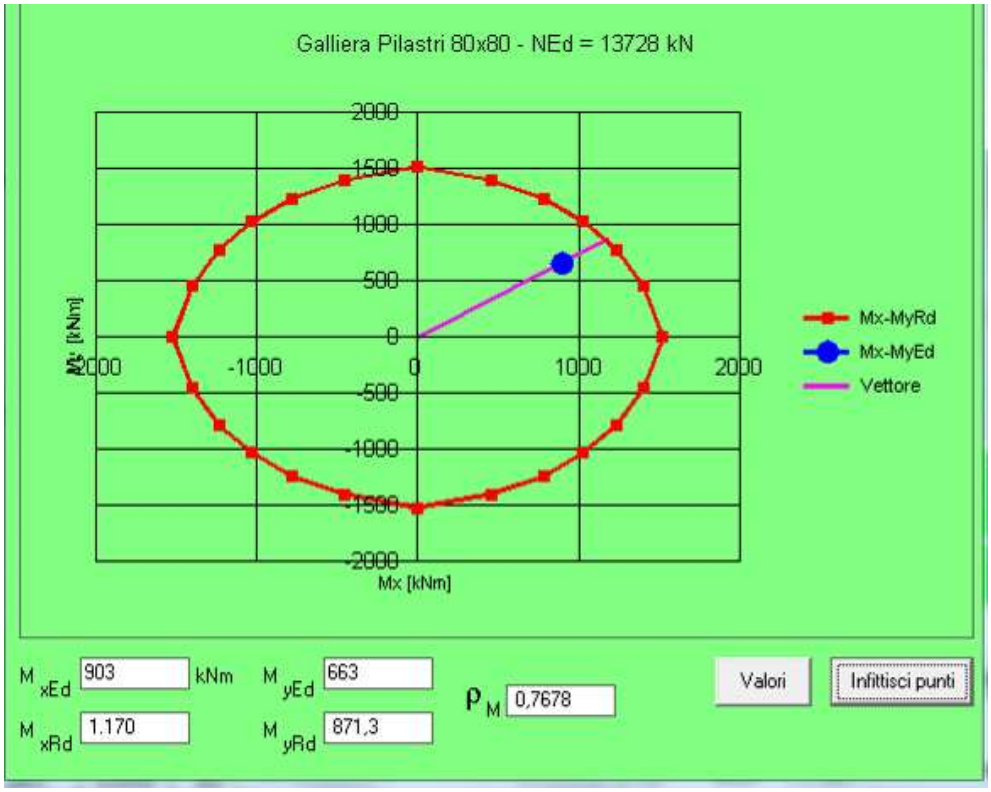


Figura 17 - Dominio di rottura B

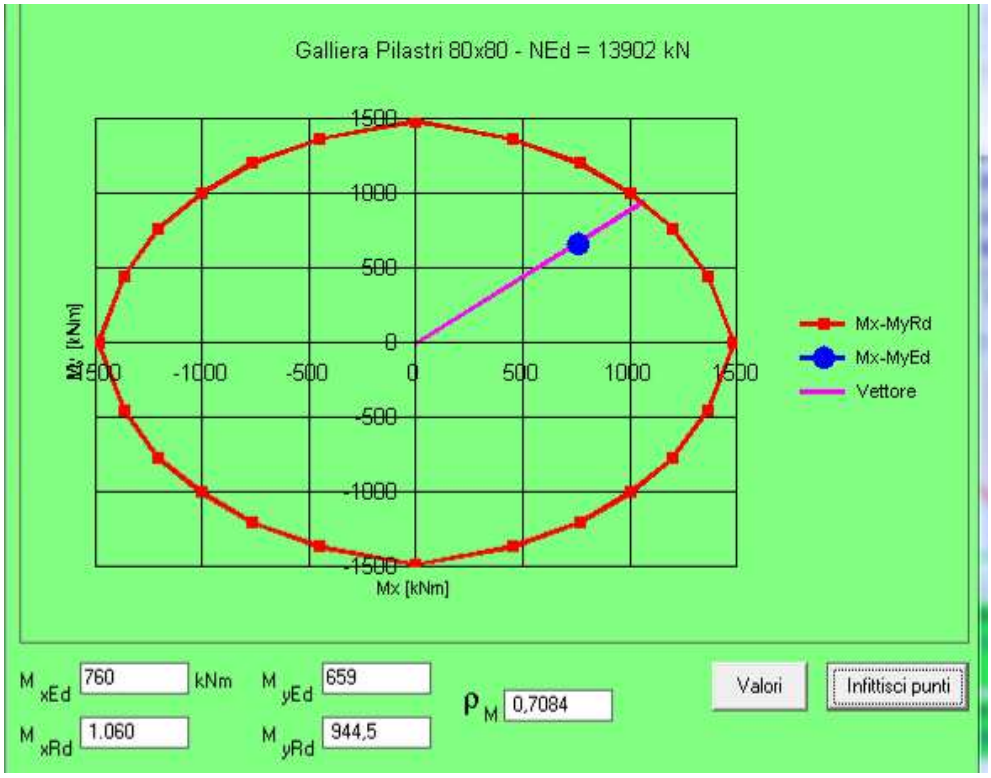


Figura 18 - Dominio di rottura C

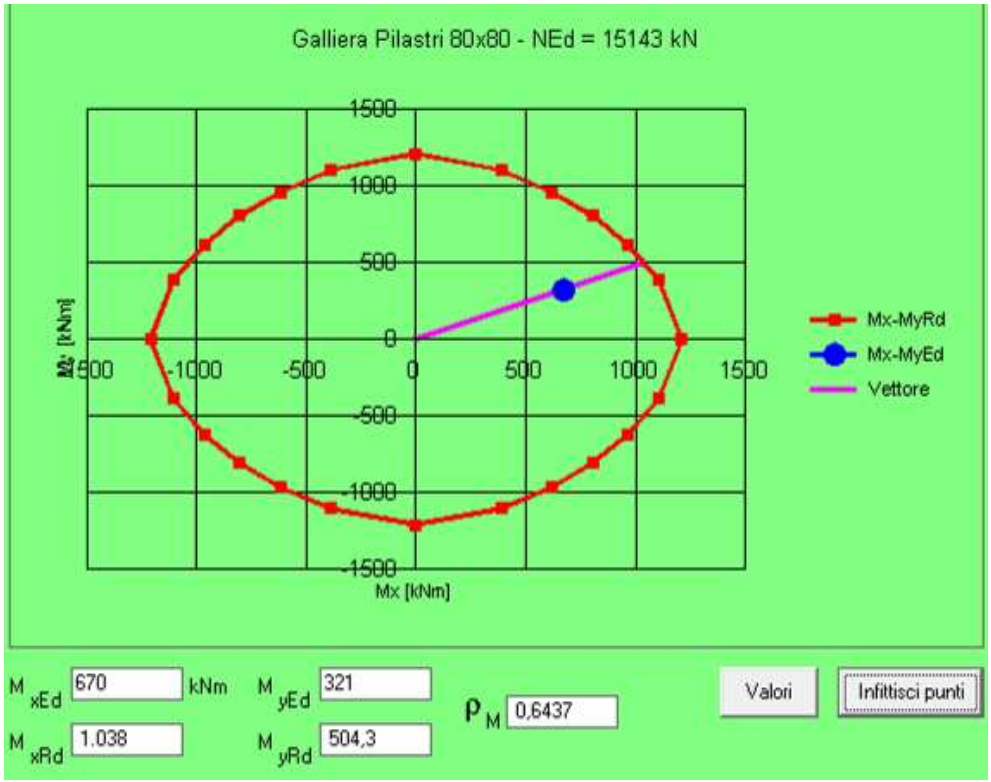


Figura 19 - Dominio di rottura D

9.1.2.2 PILASTRI 50X50 CM

Si verifica il pilastro di sezione rettangolare 50x50 cm in calcestruzzo C35/45, armato longitudinalmente con 5 barre in acciaio B 450 C □26 su ogni lato (A=85 cm^2), per un rapporto geometrico d'armatura ρ=3,40%.

In Tabella 3 sono riportati i valori delle azioni più gravose per la tipologia di sezione in esame e i riferimenti ai rispettivi domini di rottura.

Tabella 3 - Sollecitazioni pilastri 50x50

Caso	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Dominio di rottura
E	5366	237	256	Figura 20
F	5241	307	316	Figura 21
G	6726	199	296	Figura 22
H	5863	265	314	Figura 23
I	7121	182	190	Figura 24
J	6499	266	275	Figura 25

In tutti i casi, la sollecitazione ricade all'interno del dominio di rottura pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

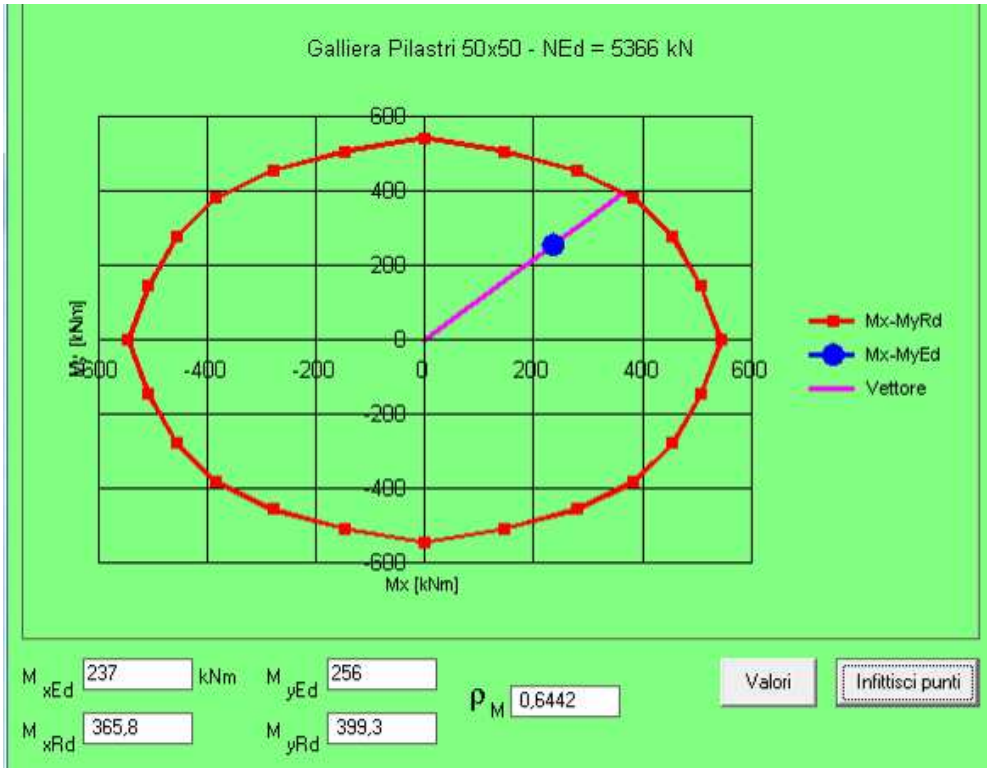


Figura 20 - Dominio di rottura E

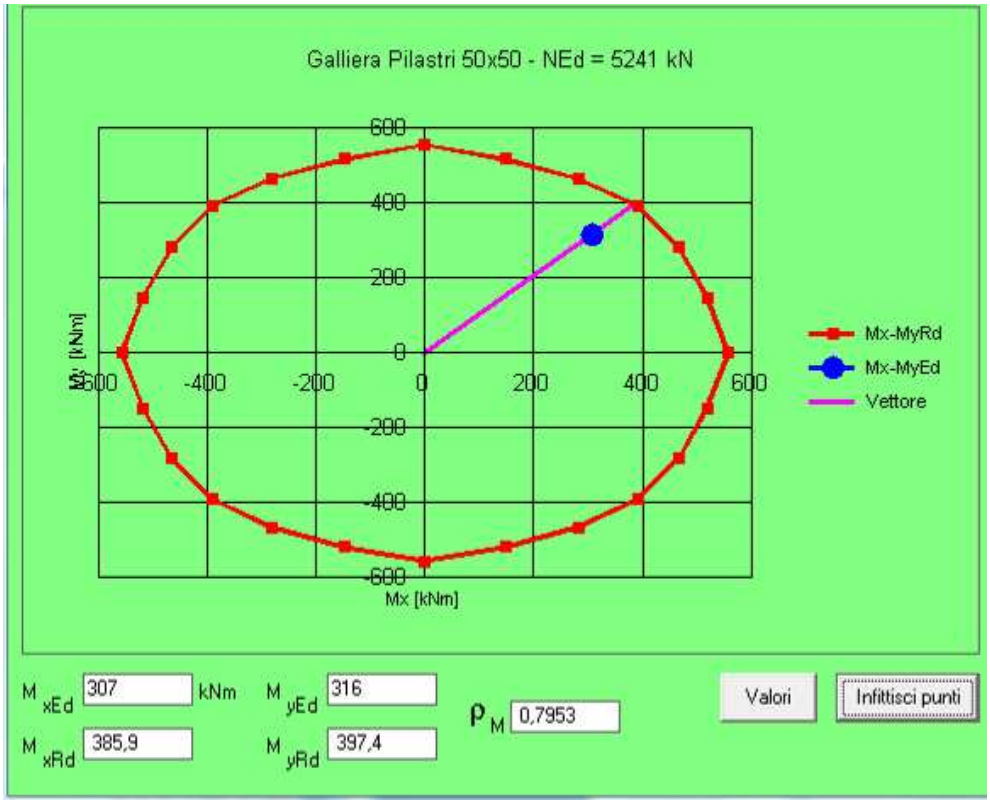


Figura 21 - Dominio di rottura F

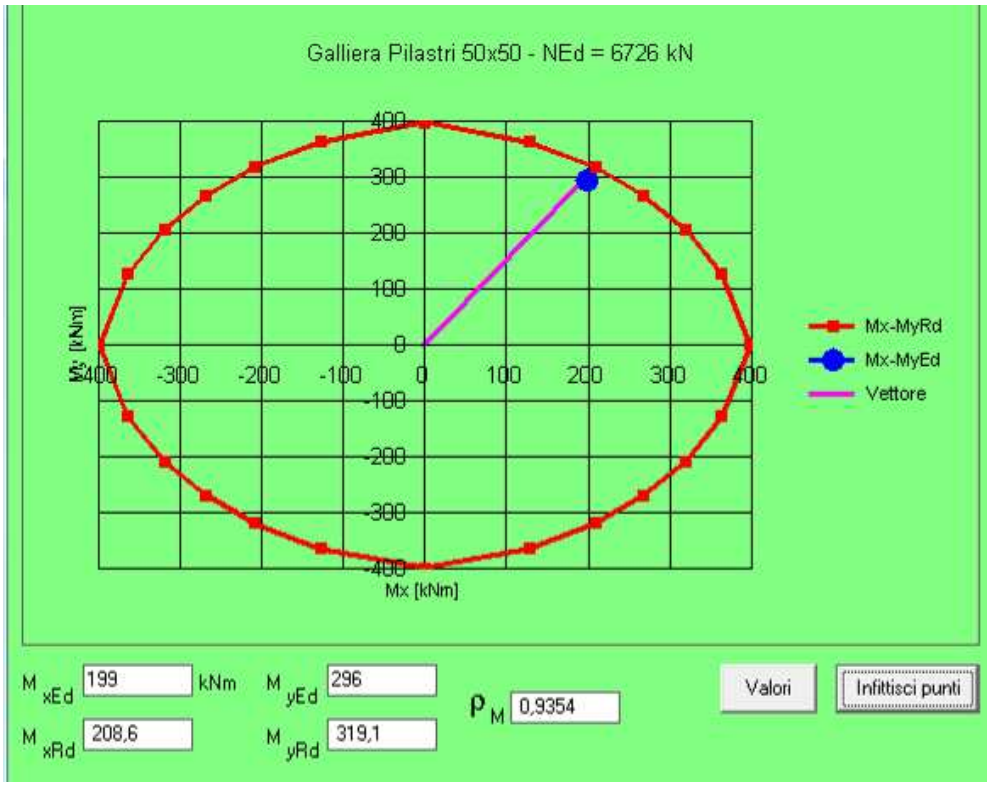


Figura 22 - Dominio di rottura G

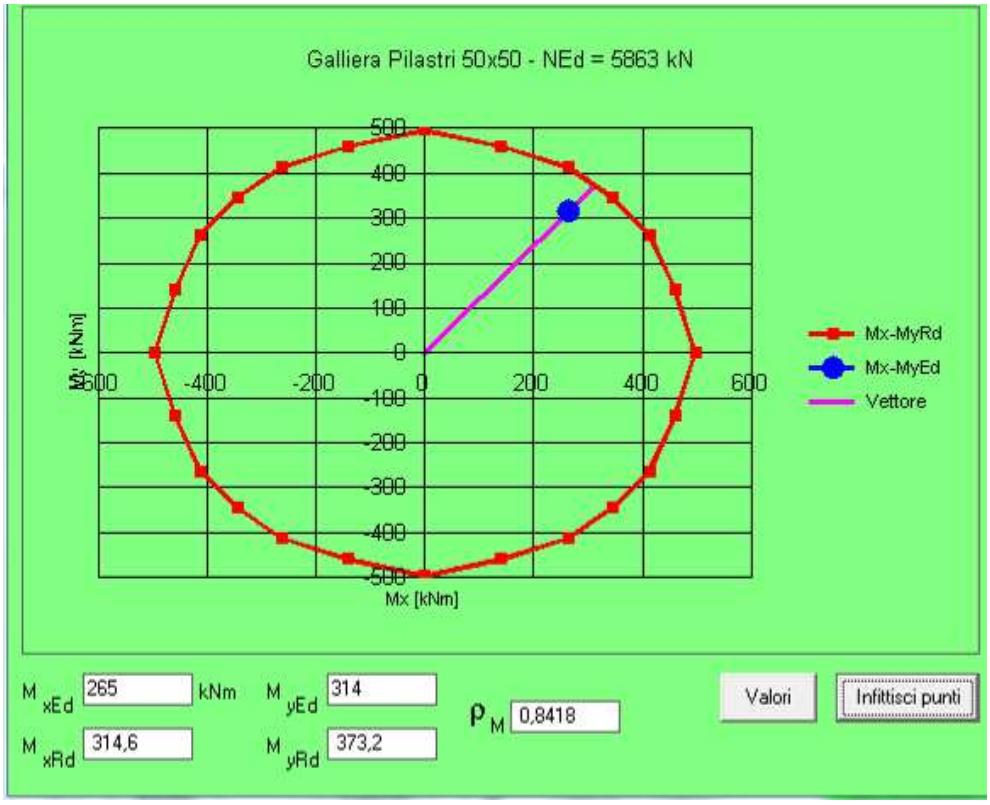


Figura 23 - Dominio di rottura H

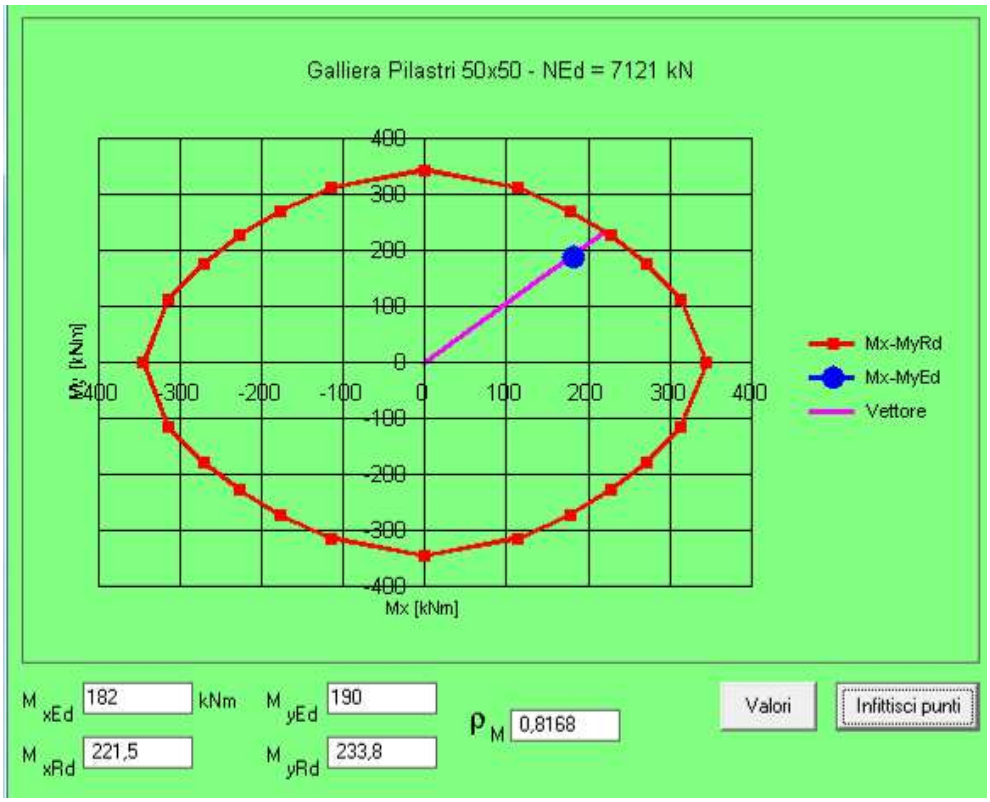


Figura 24 - Dominio di rottura I

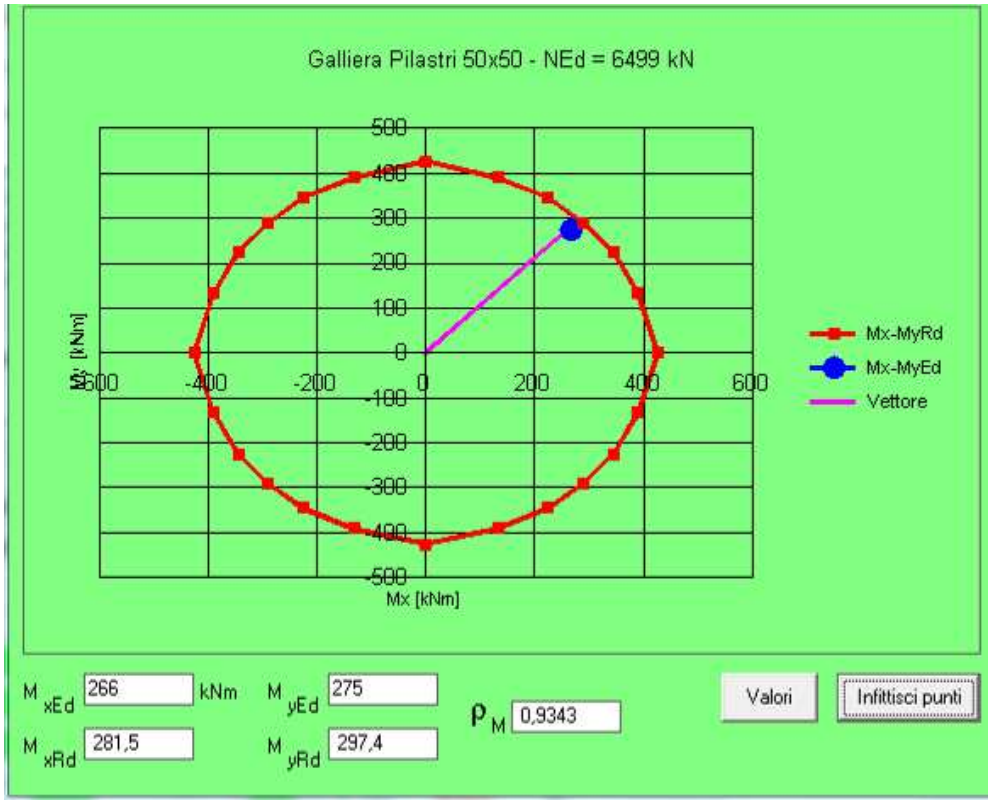


Figura 25 - Dominio di rottura J

9.1.2.3 PILASTRI 110X40 CM

Si verifica il pilastro di sezione rettangolare 110x40 cm in calcestruzzo C35/45, armato longitudinalmente con 4 barre in acciaio B 450 C □26 sul lato corto e 10 □26 sul lato lungo (A=129 cm^2), per un rapporto geometrico d'armatura ρ=2,93%.
In Tabella 4 sono riportati i valori delle azioni più gravose per la tipologia di sezione in esame e i riferimenti ai rispettivi domini di rottura.

Tabella 4 - Sollecitazioni pilastri 110x40

Caso	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Dominio di rottura
K	9074	223	267	Figura 26
L	5413	520	263	Figura 27

In tutti i casi la sollecitazione ricade all'interno del dominio di rottura pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

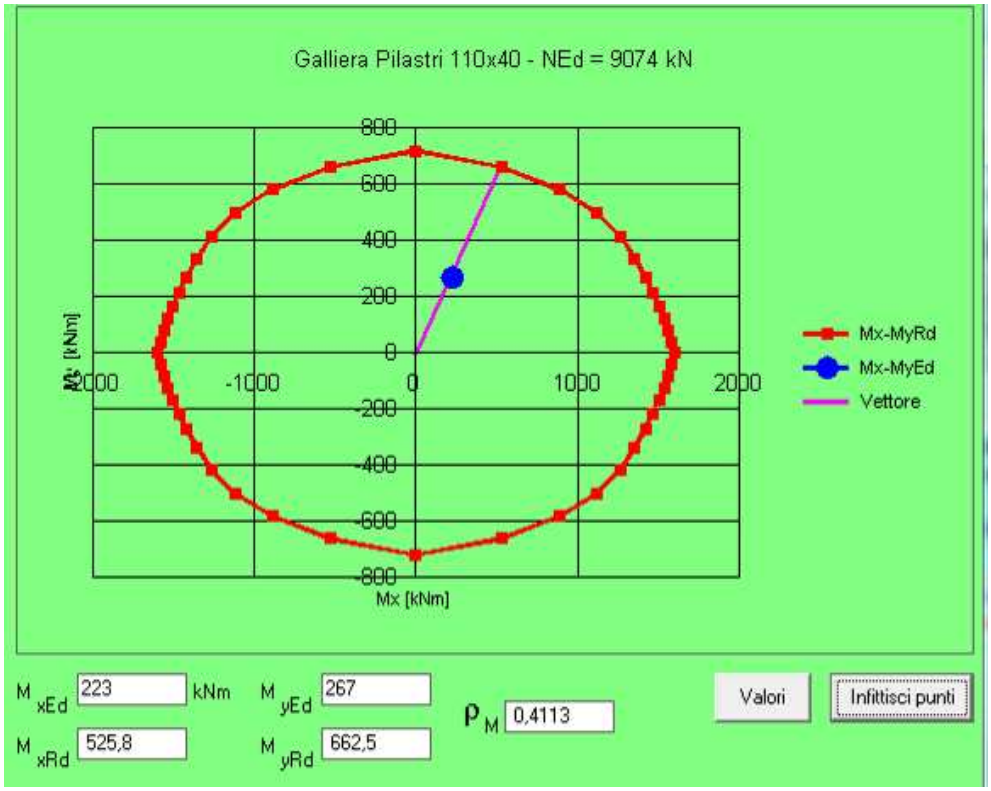


Figura 26 - Dominio di rottura K

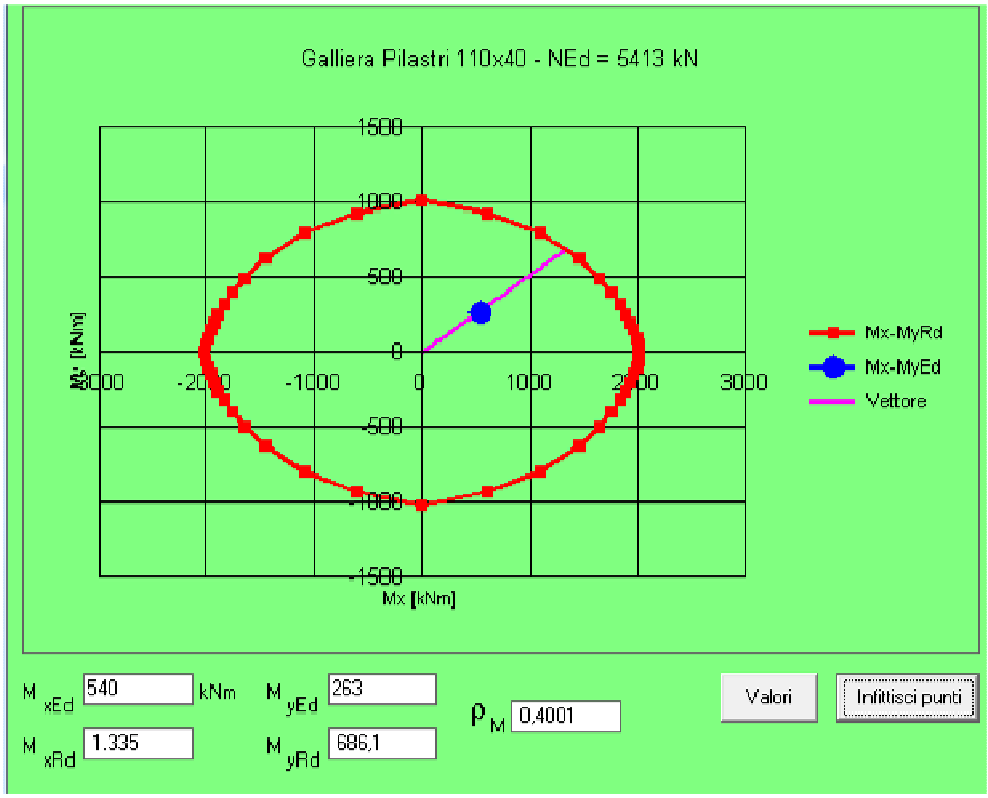


Figura 27 - Dominio di rottura L

9.1.2.4 PILASTRI 140X40 CM

Si verifica il pilastro di sezione rettangolare 140x40 cm in calcestruzzo C35/45, armato longitudinalmente con 4 barre in acciaio B 450 C □26 sul lato corto e 13 □26 sul lato lungo (A=159,3 cm^2), per un rapporto geometrico d'armatura ρ=2,84%.
In Tabella 5 sono riportati i valori delle azioni più gravose per la tipologia di sezione in esame e i riferimenti ai rispettivi domini di rottura.

Tabella 5 - Sollecitazioni pilastri 140x40

Caso	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Dominio di rottura
M	15548	535	165	Figura 28

In tutti i casi la sollecitazione ricade all'interno del dominio di rottura pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

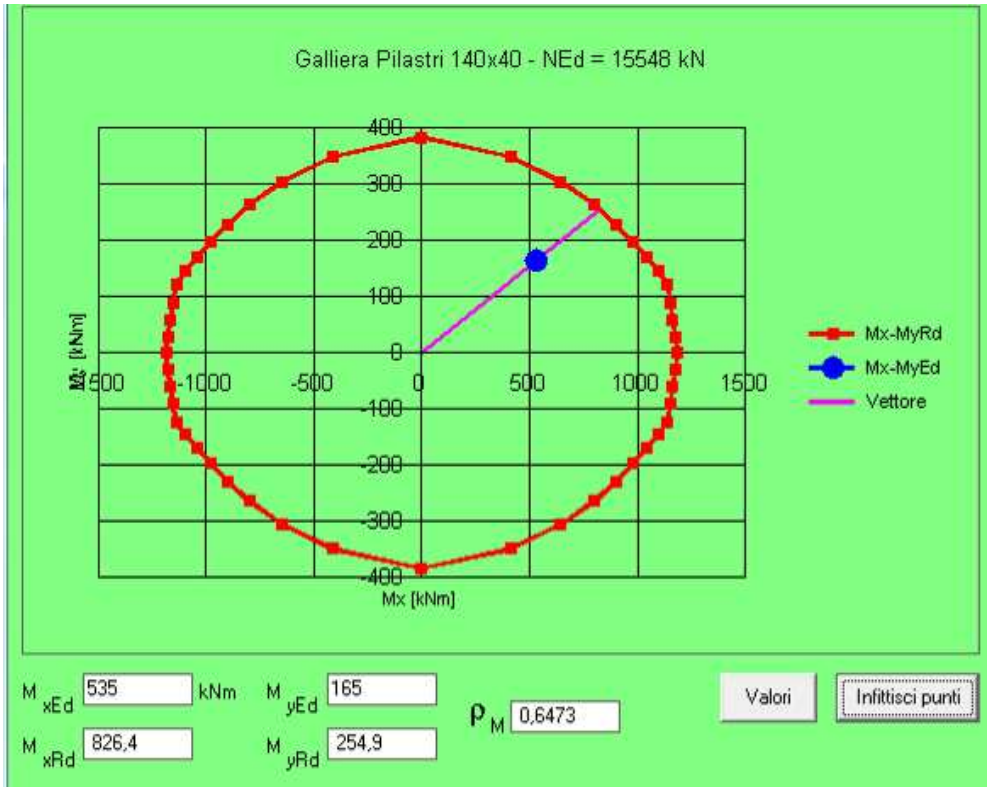


Figura 28 - Dominio di rottura M

9.2 VERIFICHE DEI SETTI

I setti in calcestruzzo armato C35/40 sono verificati a presso-flessione e taglio a stato limite ultimo secondo le indicazioni riportate ai paragrafi 4.1.2.1.2 e 4.1.2.1.3 delle NTC 2008.
Al paragrafo 9.1.1 si riportano i valori delle azioni derivanti dall'analisi del modello agli elementi finiti.
Nei paragrafi 9.1.2 e 0 si riportano rispettivamente le verifiche a presso-flessione e a taglio dei setti più sollecitati nelle due direzioni X (Est-Ovest) e Y (Nord-Sud).

9.2.1 AZIONI SUI SETTI

Le azioni sui setti derivano da un'analisi del modello agli elementi finiti, tenuto conto delle seguenti ipotesi di base:

- Rigidezza fessurata degli elementi verticali a stato limite ultimo ridotta del 50%
- Rigidezza fessurata degli elementi orizzontali a stato limite ultimo ridotta del 75%
- Rigidezza fessurata degli elementi verticali a stato limite di esercizio ridotta del 30%
- Rigidezza fessurata degli elementi orizzontali a stato limite di esercizio ridotta del 50%
- Azioni orizzontali interamente gravanti sui setti (pilastri considerati colonne pendolari)

Data la presenza di giunti sismici è necessario considerare separatamente le azioni sui singoli blocchi dell'edificio. Le azioni dimensionanti per i setti si riscontrano nei blocchi centrali, dove si raggiungono le quote più elevate. Nei sottoparagrafi che seguono si riportano a livello esemplificativo le sollecitazioni gravanti sulle pareti dei nuclei scala del Blocco Centrale e del Blocco Centro-Ovest per le diverse combinazioni di carico.
In Tabella 6 è proposto uno schema riassuntivo delle azioni più gravose.
Gli appellativi delle pareti fanno riferimento alla Figura 29.

Tabella 6 - Schema riassuntivo delle azioni sui nuclei scala.

TAGLIO

	Vx [kN]	17292	Parete S4	Blocco Centro-Ovest	SLV_RUP_X	Min
Sud	Vy [kN]	14151	Parete S3	Blocco Centrale	SLV_RUP_Y	Max
Nord	Vy [kN]	8357	Parete N1	Blocco Centro-Ovest	SLV_RUP_Y	Max

NORMALE

Nmax [kN]	-52336	Parete S3	Blocco Centro-Ovest	SLV_RUP_X	Max
Nmin [kN]	7585	Parete S2	Blocco Centro-Ovest	SLV_RUP_Y	Min

	MOMENTO					
Sud	Mx [kNm]	127196	Parete S1	Blocco Centrale	SLV_RUP_Y	Min
Nord	Mx [kNm]	42380	Parete N3	Blocco Centro-Ovest	SLV_RUP_Y	Min
	My [kNm]	54280	Parete S4	Blocco Centro-Ovest	SLV_RUP_X	Min

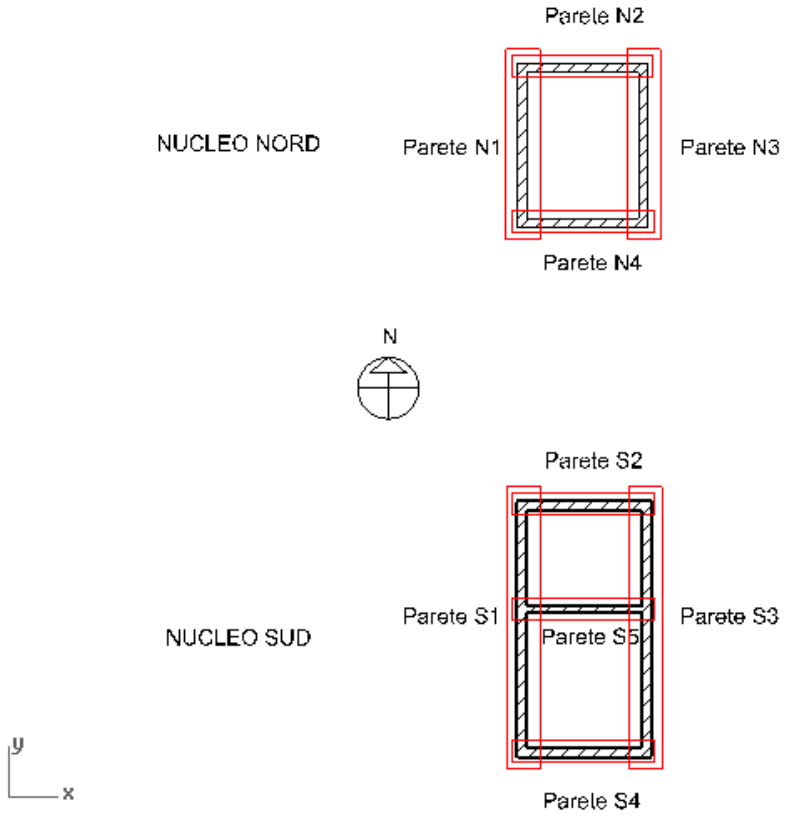


Figura 29 - Schema di riferimento per le denominazioni delle pareti dei nuclei scala.

9.2.1.1 BLOCCO CENTRALE

Nucleo Sud

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

	OutputCase		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Parete S1	SLD_REX_X	Max	6	1629	-17722	-28740	10	40
Parete S1	SLD_REX_X	Min	6	1594	-17748	-29138	10	40
Parete S1	SLD_REX_Y	Min	6	5445	-17919	-42506	10	41
Parete S1	SLD_REX_Y	Max	6	5456	-17835	-42271	10	41
Parete S1	SLE_RARA_X		6	-30	-17232	-22498	10	39
Parete S1	SLE_RARA_Y		5	202	-18070	-26348	10	41
Parete S1	SLU_STR_Y		7	295	-26965	-39160	28	69
Parete S1	SLU_STR_X		8	-53	-25707	-33386	29	67
Parete S1	SLU_GEO_X		6	-43	-20384	-26427	25	55
Parete S1	SLU_GEO_Y		5	266	-21502	-31560	24	57
Parete S1	SLV_RUP_X	Min	1	2364	-34212	-84717	-6	28
Parete S1	SLV_RUP_X	Max	10	6584	-1470	6781	26	54
Parete S1	SLV_RUP_Y	Max	7	14138	-12891	28203	15	46
Parete S1	SLV_RUP_Y	Min	4	821	-23014	-127196	5	36
Parete S2	SLD_REX_X	Max	1	8	-10415	-62	-25	0
Parete S2	SLD_REX_X	Min	0	8	-10498	-63	-40	0
Parete S2	SLD_REX_Y	Min	-1	61	-14423	8	-59	0
Parete S2	SLD_REX_Y	Max	2	61	-14398	8	-10	0
Parete S2	SLE_RARA_X		17	-14	-8762	-93	229	0
Parete S2	SLE_RARA_Y		-14	-12	-9352	-90	-260	0
Parete S2	SLU_STR_Y		-21	-19	-13981	-147	-391	0
Parete S2	SLU_STR_X		26	-23	-13095	-152	342	0
Parete S2	SLU_GEO_X		23	-19	-10419	-123	308	0
Parete S2	SLU_GEO_Y		-19	-15	-11207	-119	-343	0
Parete S2	SLV_RUP_X	Min	-497	23	-18292	-36	-9683	-3
Parete S2	SLV_RUP_X	Max	498	71	-8518	17	9615	3
Parete S2	SLV_RUP_Y	Min	-150	9	-32661	-42	-2957	-1
Parete S2	SLV_RUP_Y	Max	151	168	-340	133	2885	1
Parete S3	SLD_REX_X	Min	-4	1600	-17730	-28933	-14	-41
Parete S3	SLD_REX_X	Max	-4	1634	-17704	-28535	-14	-41
Parete S3	SLD_REX_Y	Max	-5	5462	-17812	-42055	-14	-42
Parete S3	SLD_REX_Y	Min	-5	5451	-17896	-42288	-14	-42
Parete S3	SLE_RARA_X		-4	-31	-18101	-23648	-13	-42
Parete S3	SLE_RARA_Y		-5	213	-17276	-24960	-14	-41
Parete S3	SLU_STR_Y		-6	312	-25773	-37069	-34	-68
Parete S3	SLU_STR_X		-5	-55	-27010	-35100	-34	-70
Parete S3	SLU_GEO_X		-4	-45	-21545	-27978	-29	-57
Parete S3	SLU_GEO_Y		-4	280	-20445	-29729	-30	-55
Parete S3	SLV_RUP_X	Min	-9	2352	-34210	-84233	-29	-54
Parete S3	SLV_RUP_X	Max	0	6608	-1428	6726	2	-29
Parete S3	SLV_RUP_Y	Min	-6	819	-23055	-126951	-18	-48
Parete S3	SLV_RUP_Y	Max	-3	14151	-12798	28404	-9	-36

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

	OutputCase		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Parete S4	SLD_REX_X	Max	1	54	-7939	164	2	-1
Parete S4	SLD_REX_X	Min	0	54	-8023	164	-11	-1
Parete S4	SLD_REX_Y	Max	2	85	-3819	198	16	-1
Parete S4	SLD_REX_Y	Min	-1	85	-3844	198	-29	-1
Parete S4	SLE_RARA_X		17	41	-9760	149	230	-1
Parete S4	SLE_RARA_Y		-14	43	-9155	150	-210	-1
Parete S4	SLU_STR_Y		-22	68	-13763	240	-315	-1
Parete S4	SLU_STR_X		25	65	-14671	238	345	-2
Parete S4	SLU_GEO_X		22	53	-11688	192	307	-1
Parete S4	SLU_GEO_Y		-19	55	-10881	194	-280	-1
Parete S4	SLV_RUP_X	Min	-524	62	-9891	179	-8738	-7
Parete S4	SLV_RUP_X	Max	524	92	117	200	8726	6
Parete S4	SLV_RUP_Y	Min	-160	51	-18183	181	-2655	-3
Parete S4	SLV_RUP_Y	Max	161	150	14907	251	2640	1
Parete S5	SLD_REX_X	Max	-1	25	-8439	89	1	0
Parete S5	SLD_REX_X	Min	-1	25	-8439	89	-13	0
Parete S5	SLD_REX_Y	Min	-2	83	-8346	168	-32	0
Parete S5	SLD_REX_Y	Max	0	83	-8346	168	16	0
Parete S5	SLE_RARA_X		16	1	-8479	55	241	0
Parete S5	SLE_RARA_Y		-15	4	-8472	58	-222	0
Parete S5	SLU_STR_Y		-23	6	-12580	97	-333	0
Parete S5	SLU_STR_X		23	1	-12590	92	361	0
Parete S5	SLU_GEO_X		21	1	-10003	75	321	0
Parete S5	SLU_GEO_Y		-20	5	-9994	79	-296	0
Parete S5	SLV_RUP_X	Min	-496	41	-8426	117	-9285	-3
Parete S5	SLV_RUP_X	Max	495	95	-8313	178	9270	3
Parete S5	SLV_RUP_Y	Max	150	202	-8111	310	2804	1
Parete S5	SLV_RUP_Y	Min	-151	24	-8482	109	-2821	-1

9.2.1.2 BLOCCO CENTRO-OVEST

Nucleo Sud

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
	OutputCase		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Parete S1	SLU_STR_Y		1426	-885	-11971	9281	2505	-1211
Parete S1	SLU_STR_X		1446	-541	-9869	6242	2556	-1232
Parete S1	SLU_GEO_Y		1101	-705	-9495	7472	1934	-924
Parete S1	SLU_GEO_X		1118	-407	-7673	4838	1978	-943
Parete S1	SLE_RARA_X		1099	-389	-5078	5703	1955	-974
Parete S1	SLE_RARA_Y		1085	-618	-6480	7729	1921	-960
Parete S1	SLV_RUP_Y	Max	1070	-13898	-13731	-15392	1845	-1156
Parete S1	SLV_RUP_Y	Min	1223	-5043	3813	109344	2239	-1032
Parete S1	SLV_RUP_X	Max	1313	-11624	-13137	20411	2301	-1563
Parete S1	SLV_RUP_X	Min	1535	-7621	15192	87206	2888	-1322
Parete S1	SLD_REX_X	Max	1334	-7153	-940	40510	2415	-1314
Parete S1	SLD_REX_X	Min	1334	-7130	-895	40880	2416	-1314
Parete S1	SLD_REX_Y	Max	756	-6865	-9987	29827	1305	-604
Parete S1	SLD_REX_Y	Min	756	-6855	-9915	29998	1306	-603

Parete S2	SLU_STR_Y		13995	-34	-12544	42	34315	18
Parete S2	SLU_STR_X		14239	-26	-13355	25	36081	19
Parete S2	SLU_GEO_Y		10770	-27	-9865	34	26597	14
Parete S2	SLU_GEO_X		10983	-20	-10567	20	28128	15
Parete S2	SLE_RARA_X		10949	-14	-9247	13	27995	15
Parete S2	SLE_RARA_Y		10785	-20	-8706	24	26817	14
Parete S2	SLV_RUP_Y	Max	10902	-329	-14789	194	22792	-7
Parete S2	SLV_RUP_Y	Min	12580	-133	7585	611	36310	13
Parete S2	SLV_RUP_X	Max	13723	-274	-8516	309	28152	0
Parete S2	SLV_RUP_X	Min	16441	-187	1467	494	50858	14
Parete S2	SLD_REX_X	Max	13937	-173	-5088	297	36140	9
Parete S2	SLD_REX_X	Min	13942	-172	-5031	298	36174	9
Parete S2	SLD_REX_Y	Max	7194	-174	-5175	299	18307	0
Parete S2	SLD_REX_Y	Min	7201	-174	-5149	299	18366	0

Parete S3	SLU_STR_Y		1082	473	-42279	-27097	2161	-1623
Parete S3	SLU_STR_X		1102	881	-44323	-33279	2211	-1645
Parete S3	SLU_GEO_Y		830	360	-33391	-20913	1663	-1251
Parete S3	SLU_GEO_X		848	713	-35163	-26271	1707	-1270
Parete S3	SLE_RARA_X		854	735	-32288	-25269	1711	-1246
Parete S3	SLE_RARA_Y		841	463	-30925	-21148	1677	-1232
Parete S3	SLV_RUP_Y	Max	826	-13771	-40556	-50594	1601	-1429
Parete S3	SLV_RUP_Y	Min	980	-3993	-24176	80490	1995	-1305
Parete S3	SLV_RUP_X	Max	1069	-10843	-52336	-20673	2057	-1835
Parete S3	SLV_RUP_X	Min	1291	-6559	-24354	38310	2644	-1595
Parete S3	SLD_REX_X	Max	1090	-6189	-36433	-254	2171	-1587
Parete S3	SLD_REX_X	Min	1090	-6164	-36391	81	2172	-1587
Parete S3	SLD_REX_Y	Max	511	-6548	-27424	9741	1060	-877
Parete S3	SLD_REX_Y	Min	512	-6537	-27352	9892	1062	-877

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	Step	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Parete S4	SLU_STR_Y		14846	40	-15685	-32	37724	101
Parete S4	SLU_STR_X		15137	47	-14831	-48	39638	104
Parete S4	SLU_GEO_Y		11438	31	-12468	-24	29270	78
Parete S4	SLU_GEO_X		11691	37	-11727	-38	30928	81
Parete S4	SLE_RARA_X		11661	35	-10130	-36	30798	81
Parete S4	SLE_RARA_Y		11467	30	-10700	-26	29523	79
Parete S4	SLV_RUP_Y	Max	10756	-260	-27827	134	23410	55
Parete S4	SLV_RUP_Y	Min	13205	-74	-4356	542	39358	90
Parete S4	SLV_RUP_X	Max	13926	-208	-21384	247	30125	84
Parete S4	SLV_RUP_X	Min	17112	-125	-10942	428	54280	117
Parete S4	SLD_REX_X	Max	14440	-113	-14574	237	38837	95
Parete S4	SLD_REX_X	Min	14446	-112	-14514	238	38877	95
Parete S4	SLD_REX_Y	Max	7307	-114	-14464	239	19343	41
Parete S4	SLD_REX_Y	Min	7315	-114	-14437	239	19405	41
Parete S5	SLU_STR_Y		14792	-1	-12757	9	32572	6
Parete S5	SLU_STR_X		15069	7	-12838	-8	34308	7
Parete S5	SLU_GEO_Y		11393	-1	-10069	8	25257	5
Parete S5	SLU_GEO_X		11633	6	-10138	-7	26761	6
Parete S5	SLE_RARA_X		11601	6	-8895	-8	26627	5
Parete S5	SLE_RARA_Y		11416	0	-8842	4	25470	5
Parete S5	SLV_RUP_Y	Max	11160	-323	-9778	176	20737	-17
Parete S5	SLV_RUP_Y	Min	13259	-116	-7455	604	34586	2
Parete S5	SLV_RUP_X	Max	14253	-264	-9129	295	25786	-14
Parete S5	SLV_RUP_X	Min	17292	-173	-8082	484	48213	-2
Parete S5	SLD_REX_X	Max	14612	-159	-8686	283	33945	-5
Parete S5	SLD_REX_X	Min	14617	-158	-8680	284	33981	-4
Parete S5	SLD_REX_Y	Max	7469	-160	-8698	285	17102	-5
Parete S5	SLD_REX_Y	Min	7477	-160	-8696	285	17159	-4

Nucleo Nord

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	Step	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Parete N1	SLU_STR_Y		737	-344	-12115	3947	1275	138
Parete N1	SLU_STR_X		744	-138	-11044	2314	1294	140
Parete N1	SLU_GEO_Y		574	-276	-9794	3197	987	110
Parete N1	SLU_GEO_X		580	-98	-8866	1782	1003	112
Parete N1	SLE_RARA_X		545	-98	-7096	1528	966	97
Parete N1	SLE_RARA_Y		541	-235	-7810	2616	954	95
Parete N1	SLV_RUP_Y	Max	608	-8357	-9882	-1341	1079	57
Parete N1	SLV_RUP_Y	Min	662	-3055	-1086	42250	1224	95
Parete N1	SLV_RUP_X	Max	713	-6978	-12142	10939	1277	73
Parete N1	SLV_RUP_X	Min	815	-4585	6840	30347	1562	99
Parete N1	SLD_REX_X	Max	704	-4261	-3970	15460	1295	88
Parete N1	SLD_REX_X	Min	704	-4248	-3948	15571	1296	89
Parete N1	SLD_REX_Y	Max	436	-4119	-8116	15197	758	68
Parete N1	SLD_REX_Y	Min	436	-4113	-8068	15247	759	68
Parete N2	SLU_STR_Y		11062	39	-12420	-31	26931	-19
Parete N2	SLU_STR_X		11181	47	-13043	-48	28154	-19
Parete N2	SLU_GEO_Y		8494	31	-9803	-25	20622	-14
Parete N2	SLU_GEO_X		8597	38	-10343	-39	21682	-13
Parete N2	SLE_RARA_X		8575	32	-8928	-33	21441	-15
Parete N2	SLE_RARA_Y		8496	27	-8513	-22	20625	-15
Parete N2	SLV_RUP_Y	Max	10043	-276	-12444	140	21840	-47
Parete N2	SLV_RUP_Y	Min	11246	-80	4435	558	32576	-25
Parete N2	SLV_RUP_X	Max	12371	-221	-7704	256	24593	-50
Parete N2	SLV_RUP_X	Min	14248	-134	-186	441	45910	-36
Parete N2	SLD_REX_X	Max	12020	-121	-5303	245	31392	-36
Parete N2	SLD_REX_X	Min	12023	-121	-5260	247	31419	-36
Parete N2	SLD_REX_Y	Max	6644	-123	-5370	248	16967	-22
Parete N2	SLD_REX_Y	Min	6648	-122	-5351	248	17022	-22

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	Step	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Parete N3	SLU_STR_Y		235	432	-24524	3465	773	-57
Parete N3	SLU_STR_X		242	675	-25579	1812	791	-55
Parete N3	SLU_GEO_Y		159	337	-19244	2851	572	-47
Parete N3	SLU_GEO_X		165	548	-20158	1418	588	-46
Parete N3	SLE_RARA_X		266	527	-17842	1026	687	-28
Parete N3	SLE_RARA_Y		261	364	-17139	2129	674	-29
Parete N3	SLV_RUP_Y	Max	329	-8330	-24247	-1686	799	-62
Parete N3	SLV_RUP_Y	Min	378	-2498	-14980	42380	940	-31
Parete N3	SLV_RUP_X	Max	431	-6592	-32057	10578	996	-49
Parete N3	SLV_RUP_X	Min	529	-4039	-12849	30179	1277	-26
Parete N3	SLD_REX_X	Max	422	-3759	-21112	15133	1013	-35
Parete N3	SLD_REX_X	Min	422	-3745	-21088	15246	1013	-35
Parete N3	SLD_REX_Y	Max	157	-3953	-16983	15212	479	-54
Parete N3	SLD_REX_Y	Min	157	-3947	-16933	15262	479	-54
Parete N4	SLU_STR_Y		11691	86	-16063	-78	28327	76
Parete N4	SLU_STR_X		11843	94	-15422	-94	29625	77
Parete N4	SLU_GEO_Y		8984	69	-12767	-62	21737	59
Parete N4	SLU_GEO_X		9115	76	-12212	-76	22862	60
Parete N4	SLE_RARA_X		9111	62	-10473	-63	22545	60
Parete N4	SLE_RARA_Y		9010	57	-10900	-53	21680	59
Parete N4	SLV_RUP_Y	Max	10456	-238	-24315	109	22761	48
Parete N4	SLV_RUP_Y	Min	11278	-49	-6821	520	32749	68
Parete N4	SLV_RUP_X	Max	12761	-185	-19537	223	25421	68
Parete N4	SLV_RUP_X	Min	14613	-101	-11727	405	46796	87
Parete N4	SLD_REX_X	Max	12436	-88	-14270	212	32303	72
Parete N4	SLD_REX_X	Min	12438	-88	-14225	213	32329	73
Parete N4	SLD_REX_Y	Max	6752	-90	-14174	214	17294	35
Parete N4	SLD_REX_Y	Min	6757	-89	-14154	215	17349	35

9.2.2 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE - SLU

A titolo esemplificativo si riportano le verifiche dei setti più sollecitati nelle due direzioni X (Est-Ovest) e Y (Nord-Sud).

9.2.2.1 BLOCCO CENTRO-OVEST – PARETE S4

Si verifica il setto di sezione rettangolare 760x60 cm in calcestruzzo C35/45, armato longitudinalmente con 76 barre in acciaio B 450 C □26 sul lato lungo e 6 ϕ26 sul lato corto (A=849 cm^2), per un rapporto geometrico d'armatura ρ=1,86%.
In Figura 20 sono riportati i valori delle combinazioni di carico più gravose per la tipologia di sezione in esame e il dominio di rottura nel piano MN per la combinazione per cui si ha il maggiore fattore di utilizzo.

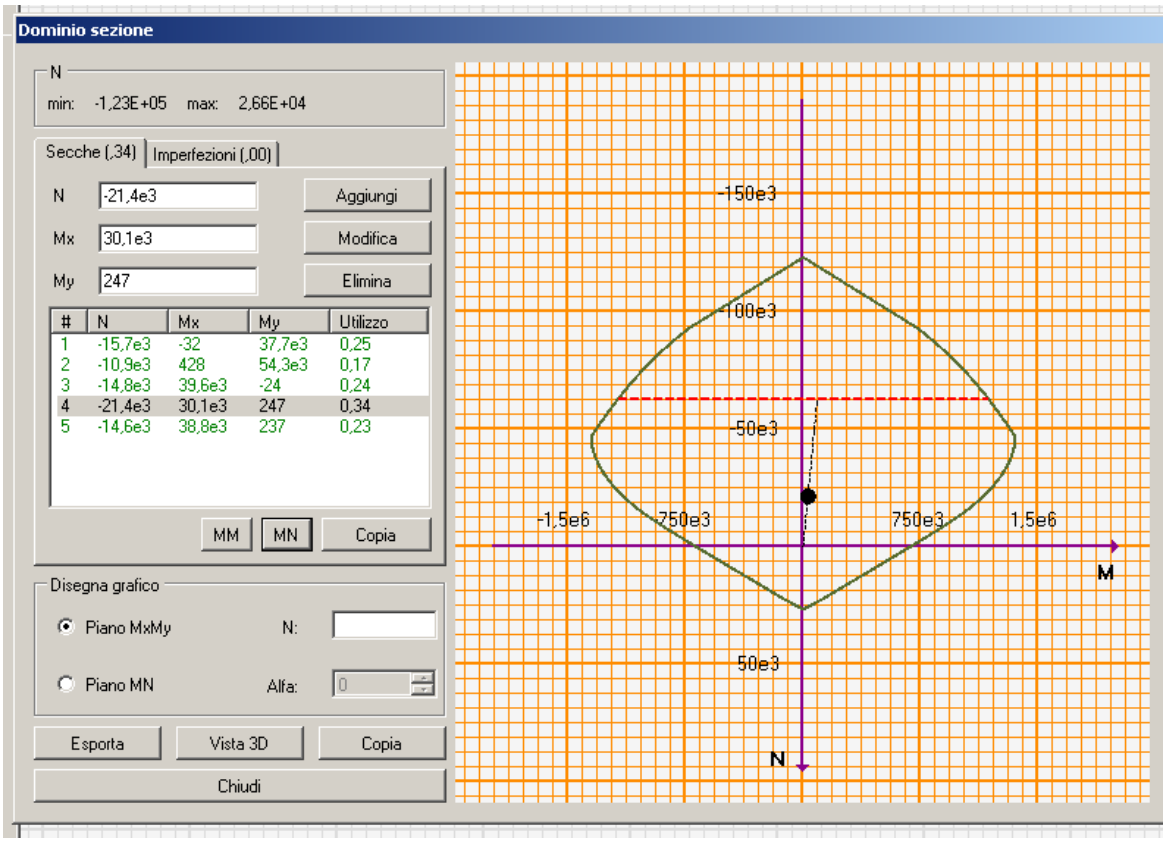


Figura 30 – Parete S4 - Dominio di rottura MN

In tutti i casi la sollecitazione ricade all'interno del dominio di rottura con un fattore di utilizzo massimo del 34% pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

9.2.2.2 BLOCCO CENTRALE – PARETE S1

Si verifica il setto di sezione rettangolare 60x1520 cm in calcestruzzo C35/45, armato longitudinalmente con 152 barre in acciaio B 450 C ϕ26 sul lato lungo e 6 ϕ26 sul lato corto (A=1656 cm^2), per un rapporto geometrico d'armatura ρ=1,82%.

In Figura 31 sono riportati i valori delle combinazioni di carico più gravose per la tipologia di sezione in esame e il dominio di rottura nel piano MN per la combinazione per cui si ha il maggiore fattore di utilizzo.

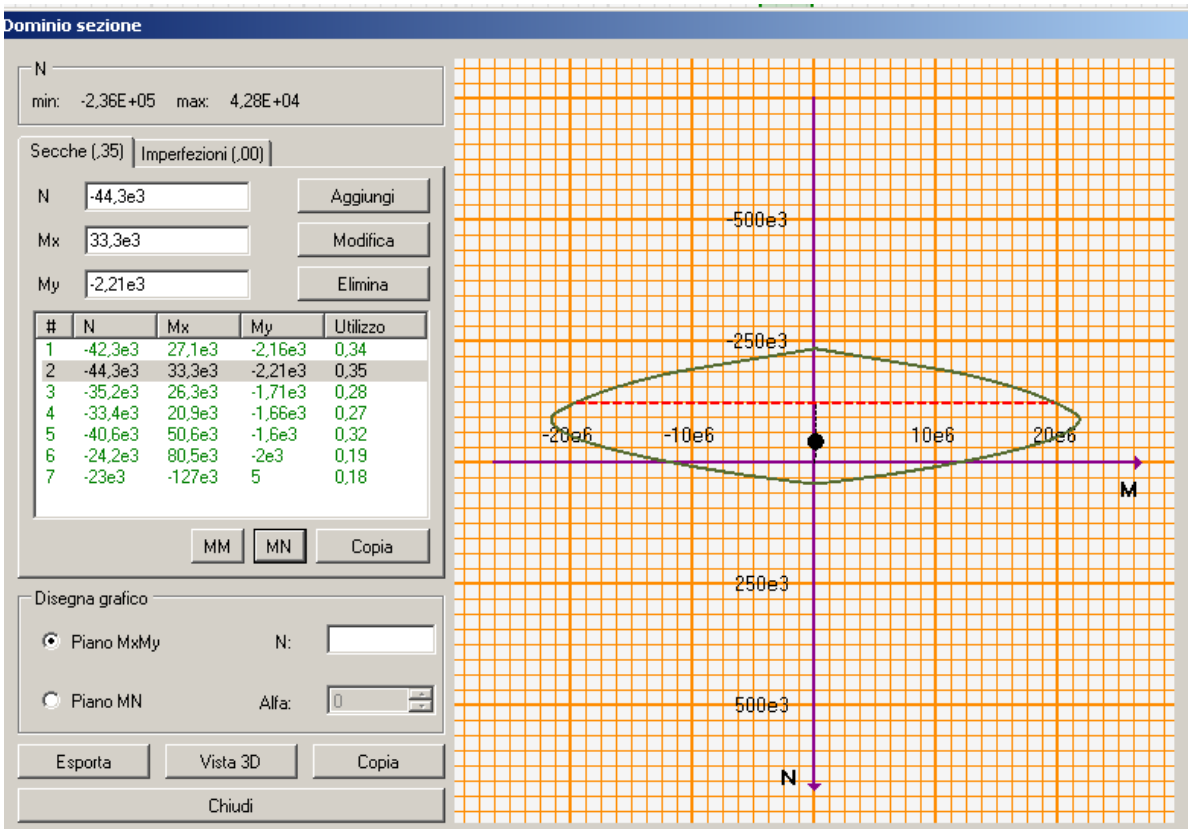


Figura 31 – Parete S1 - Dominio di rottura MN.

In tutti i casi la sollecitazione ricade all'interno del dominio di rottura con un fattore di utilizzo massimo del 35% pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

9.2.3 VERIFICA A TAGLIO – SLU

A titolo esemplificativo si riportano le verifiche dei setti più sollecitati nelle due direzioni X e Y. Le pareti in calcestruzzo C35/45 sono armate trasversalmente con staffe #4 ϕ16/100 mm.

9.2.3.1 BLOCCO CENTRO-OVEST – PARETE S4

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\Setti\Taglio\[Taglio X.xls]TAGLIO T.U.2008 version 1.0

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	Nuovo Ospedale Galliera	09-280	1/1
	Area of Project: Verifiche Setti controvento		Revision
	Element Description: Blocco Centro-Ovest Parete S4 Verifica a Taglio		Prepared by / date: MLC PBA Checked by / date: AGT

DATI PER VERIFICA A TAGLIO				
σ_{cp}=	0	N/mm^2		
fctd=	1,25	N/mm^2		
fck=	35	N/mm^2		
fcd=	19,8333	N/mm^2		
fyk=	450			
fywd=	391,3	N/mm^2		
d=	7600	mm		
A_s=	84949	mm^2		
b_w=	600	mm		
γ_c=	1,5			
θ=	45,00	*tale che cot θ=2,5 (6.2.3)*		
cotanθ=	1,00	*OK*	**1 ≤ ctg θ ≤ 2,5**	
Vsd,max	**17292**	kN		

SENZA ARMATURA A TAGLIO

k=	1,16	*Ok <=2,0*
ρ_l=	0,019	*Ok <=0,02*
$V_{Rd,ct}$=	2560	KN
V_{min}=	1183	KN
k=	0,15	***serve armatura***

CON ARMATURA A TAGLIO

STAFFE		
α=	90	
A_{sw}=	804	mm^2
s=	100	mm
s_{max} *(9.2.2)* =	5705	mm

Resistenza a taglio in caso di staffe

V_{Rcd}=	20349 KN		Resistenza a schiacciamento del puntone compresso
V_{Rsd}=	21519 KN		Resistenza offerta dalle staffe
$V_{Rd,sy}$=	20349	θ=	45,00
k=	1,18		***VERIFICATO***

Verifica crisi duttile

5,24	<=	6,02	*Verificata duttilità*

9.2.3.2 BLOCCO CENTRALE – PARETE S3

\\s9\L\Proj\2009\09-280\eng\work\Calcs\Setti\Taglio\[Taglio Y.xls]TAGLIO T.U.2008 version 1.0

D'APPOLONIA

Project	Number	Sheet No
Nuovo Ospedale Galliera	**09-280**	**1/1**
Area of Project: **Verifiche Setti controvento**		Revision
Element Description: **Blocco Centrale** / **Parete S3 Verifica a Taglio**		Prepared by / date: MLC PBA; Checked by / date: AGT

DATI PER VERIFICA A TAGLIO				
σ_{cp}=	0	N/mm^2		
fctd=	1,25	N/mm^2		
fck=	35	N/mm^2		
fcd=	19,8333	N/mm^2		
fyk=	450			
fywd=	391,3	N/mm^2		
d=	15200	mm		
A_s=	165650	mm^2		
b_w=	600	mm		
γ_c=	1,5			
θ=	45,00	*tale che cot θ=2,5 (6.2.3)*		
cotanθ=	1,00	*OK*	**1 ≤ ctg θ ≤ 2,5**	
Vsd,max	**14151**	kN		

SENZA ARMATURA A TAGLIO

k=	1,11	*Ok <=2,0*
ρ_l=	0,018	*Ok <=0,02*
$V_{Rd,ct}$=	4869	KN
V_{min}=	2222	KN
k=	0,34	***serve armatura***

CON ARMATURA A TAGLIO

STAFFE		
α=	90	
A_{sw}=	804	mm^2
s=	100	mm
s_{max} *(9.2.2)* =	11409	mm

Resistenza a taglio in caso di staffe

V_{Rcd}=	40698 KN		Resistenza a schiacciamento del puntone compresso
V_{Rsd}=	43038 KN		Resistenza offerta dalle staffe
$V_{Rd,sy}$=	40698	θ=	45,00
k=	2,88		***VERIFICATO***

Verifica crisi duttile

5,24 <= 6,02 *Verificata duttilità*

9.3 VERIFICHE DEI SOLAI

Il dimensionamento dei solai segue i criteri di:

- Resistenza a flessione e taglio;
- Deformabilità;
- Comportamento alle vibrazioni

Si riportano nel seguito i criteri generali seguiti allo scopo di effettuare le diverse verifiche.

9.3.1 VERIFICHE A RESISTENZA

Le verifiche di resistenza a flessione e taglio seguono le indicazioni di normativa al paragrafo 4.1.2.1 della NTC 2008 e all'Appendice I dell'Eurocodice 2. Al fine di determinare i momenti nelle due direzioni principali del piano delle solette e combinarli con il momento torcente secondo la regola di Wood & Armer, si realizzano modelli ad elementi finiti con il software SAP2000 utilizzando elementi "Shell" a quattro nodi.

Le verifiche di resistenza a flessione dei solai alleggeriti con elementi in plastica riciclata tipo "Cobiax" seguono lo stesso approccio previsto per le piastre in calcestruzzo piene se è verificata la seguente relazione:

$$\mu_{sd} = \frac{m_{sd} D_{cb} 1{,}96}{d_{cb} f_{ck}} \leq 0{,}2$$

□= momento adimensionale di calcolo per il settore considerato;
D_{cb}= diametro delle sfere di alleggerimento;
d_{cb}=2 x D_{cb}/1,8= interasse tra le sfere
f_{ck}= resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo.
Le verifiche di resistenza a taglio, nel caso di assenza di specifica armatura a taglio seguono la seguente relazione:

$$V_{rd,c} = \alpha_{cb} \left(\frac{0{,}18}{\gamma_c} k (100 \rho f_{ck})^{(1/3)} bd \right)$$

k = 1+(200/d)^(0,5)<2 con d in mm
d = altezza della sezione
b = larghezza di calcolo della sezione
ρ= percentuale geometrica di armatura

α = riduzione di resistenza a taglio rispetto a una soletta piena di pari spessore.

Il fattore α è indicato dal fornitore per le diverse combinazioni di alleggerimento e altezza di solaio.

9.3.2 VERIFICHE A DEFORMAZIONE

Altro aspetto fondamentale nella definizione delle tipologie dei solai è lo stato limite di deformazione.

A tal fine si definisce il seguente limite deformativo:

$$\delta_\infty \leq L/400$$

Pertanto l'approccio seguito nella determinazione degli spostamenti verticali indotti nel solaio è il seguente:

- calcolo deformazione a tempo "0" dovuta al solo peso proprio δ_g ;
- calcolo deformazione a tempo "0" dovuta ai carichi permanenti: δ_0
- calcolo deformazione a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti: $\delta_\infty = \delta_0(1+\varphi)$
- calcolo deformazione per i soli carichi accidentali;
- deformazione a lungo termine:

$$\delta_\infty = \left[\delta_0(1+\varphi)+\delta_Q\right]-\delta_g < L/400$$

Le deformazioni per le varie fasi vengono determinate sulla base del modulo di elasticità fessurato.

In questo modo si tiene in conto di:

- fessurazione del calcestruzzo;
- deformazione istantanea per peso proprio;
- effetti viscosi del calcestruzzo;
- requisiti di tramezzature e finiture.

φ= coefficiente di viscosità=2

Nelle solette alleggerite si considera l'inerzia ridotta indicata dal fornitore per ogni combinazione tra spessore elemento e diametro sfera di alleggerimento.

9.3.3 VERIFICHE DI RISPOSTA VIBRAZIONALE

La determinazione dei parametri vibrazionali della struttura avviene attraverso una analisi modale effettuata tramite modello ad elementi finiti. Si perviene quindi alla definizione dei modi propri di vibrare del solaio e alle masse modali corrispondenti ai vari modi.
Si considerano soltanto i modi con ampiezza massima di spostamento nella mezzeria della campata del solaio. Una tale scelta è volta a simulare la presenza di persone in cammino nelle zone centrali dei corridoi e a valutare le velocità della struttura nelle mezzerie dei solai adiacenti ai corridoi stessi. Tale configurazione è la peggiorativa dal punto di vista delle vibrazioni delle strutture orizzontali.

I parametri dei solai sono i seguenti:

- massa totale da considerare: $M = G_1 + G_2 + 0.1 \times Q$;
- modulo di elasticità del calcestruzzo: $E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0.3}$;
- smorzamento riferito al critico: $\zeta = 4\%$
- densità del calcestruzzo: $\rho = 2500$ kg/m^3.

Con il seguente significato dei simboli:

f_{cm} = resistenza media a compressione cilindrica del calcestruzzo;
G_1 = peso proprio del solaio;
G_2 = pesi permanenti portati;
Q = carichi variabili.

9.3.3.1 DEFINIZIONE RISPOSTA DELLA STRUTTURA

RAPPORTO TRA LE FREQUENZE β

Il rapporto tra le frequenze è così definito:

$$\beta = \frac{\Omega}{\omega}$$

ω = . modi propri della struttura;
Ω = . modi della sollecitazione.

FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DI MASSA

Il fattore di amplificazione di massa è così definito:

$$DMF = \frac{1}{\left[\left(1-\beta^2\right)^2 + 4\xi^2\beta^2\right]^{1/2}}$$

VELOCITÀ DI PICCO

La velocità di picco presente nel solaio in cui si vuole valutare la risposta dinamica è definita con la seguente espressione:

$$v(t) = \frac{\beta F_0}{M 2\pi f}(DMF)$$

F_0 = forza statica indotta dalla forzante;

M = massa modale dell'i-esimo modo.

ACCELERAZIONE DI PICCO

La accelerazione di picco presente nel solaio in cui si vuole valutare la risposta dinamica è definita con la seguente espressione:

$$a(t) = \frac{\beta^2 F_0}{M}(DMF)$$

I valori quadratici medi dell'accelerazione (RMS a(t)) e della velocità (RMS v(t)) vengono determinati dai valori di picco dividendo per $\sqrt{2}$.

La velocità viene quindi rapportata alla velocità di percezione dell'uomo determinando il RF:

$$RF = \frac{RMSv(t)}{102x10^{-6}}$$

Le verifiche vibrazionali delle varie parti componenti i solai in cui è importante la risposta dinamica degli orizzontamenti è riportata all'allegato I.

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate sulle varie parti di solaio.

9.3.4 PRINCIPALI VERIFICHE SUI SOLAI

9.3.4.1 SOLAIO PIANO 20.30 CARICO VARIABILE MASSIMO 6kN/MQ

Soletta alleggerita con elementi cobiax dalle seguenti caratteristiche:

H=330mm altezza solaio

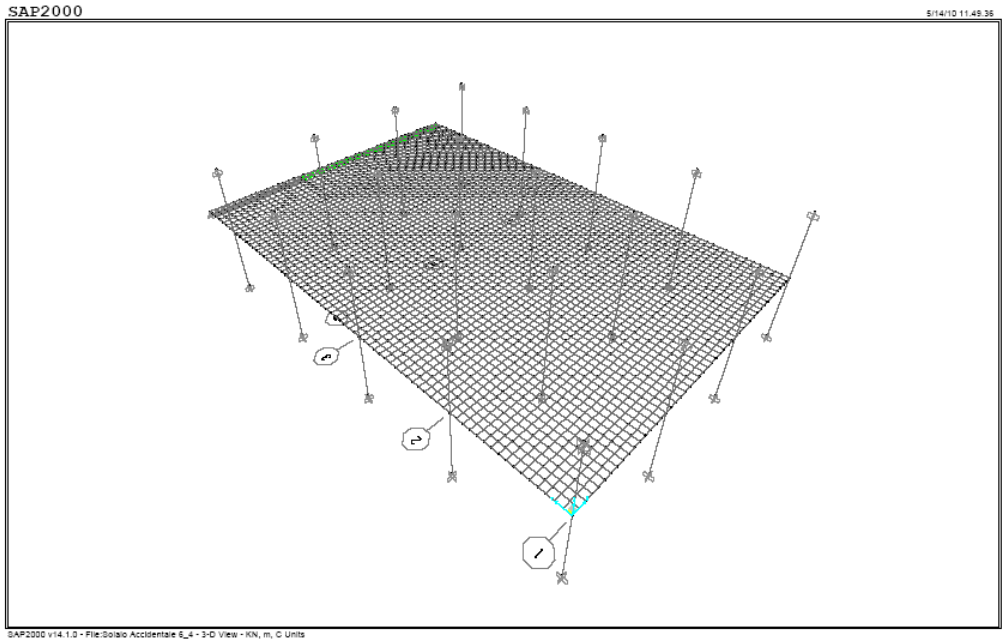
d=180mm diametro alleggerimento

p=6,5kN/mq

kp=0,87 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore

kj=0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore

kv=0,73 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore



VERIFICA DEFORMAZIONE

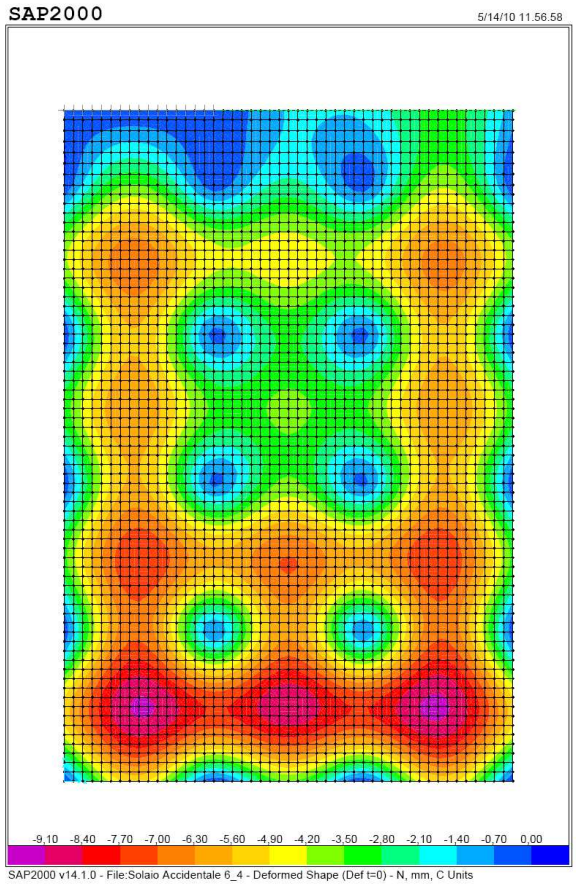


Figura 32 deformata istantanea carichi permanenti

Deformazione istantanea per peso proprio = 4,9mm

Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 4,2mm

Deformazione a tempo infinito=9,1 x 3= 27,3mm

Deformazione per carichi variabili= 4mm

Deformazione differenziale a tempo infinito = 27,3 +4-4,9=26,4<L/400=26,5mm

Avendo una deformazione massima in mezzeria della campata si considera L in diagonale pari a 10,6m.

VERIFICA FLESSIONE

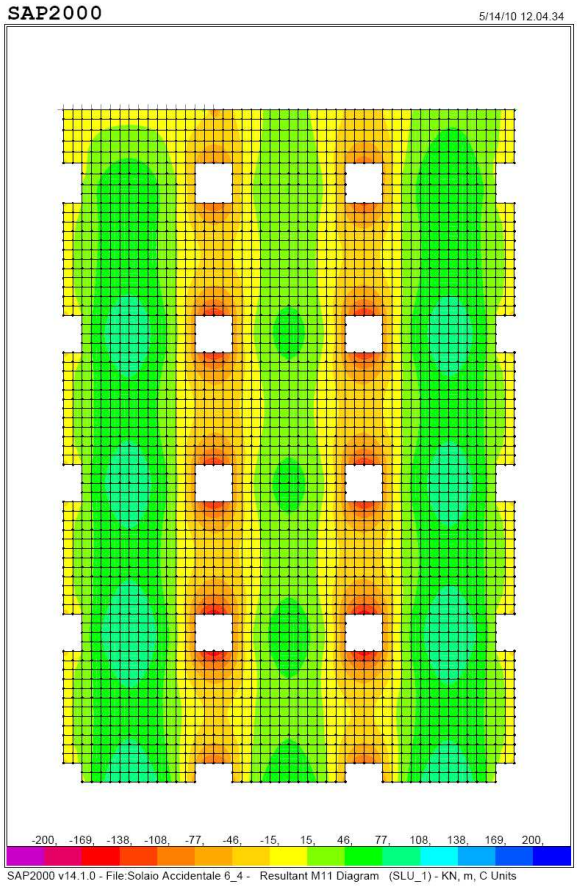


Figura 33 M11 SLU

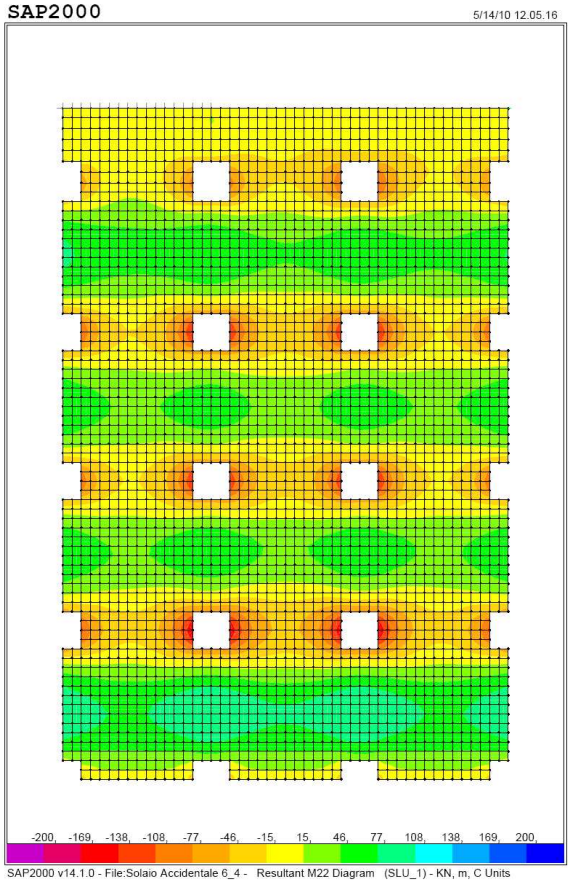


Figura 34 M22 SLU

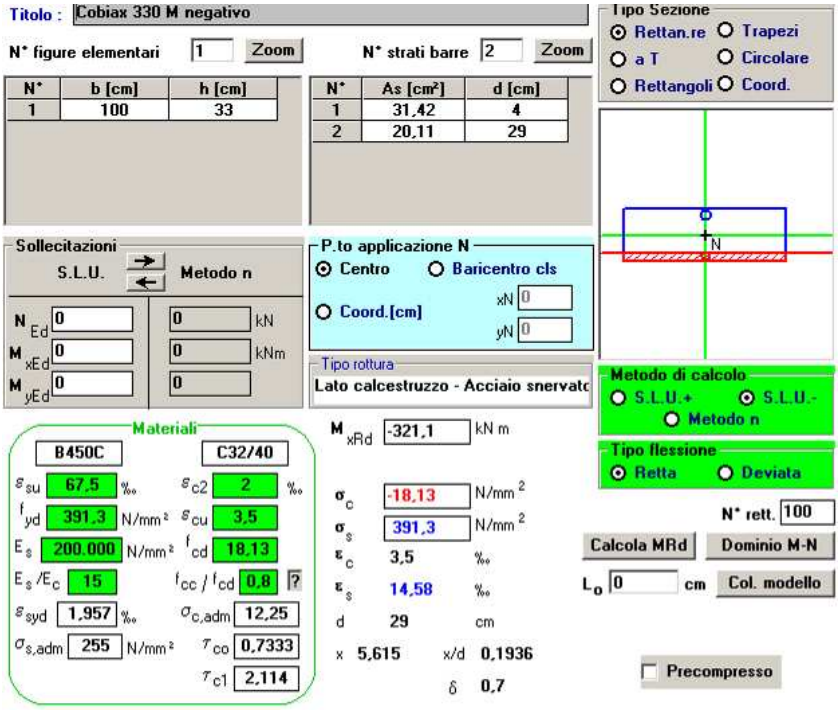


Figura 35 momento resistente negativo

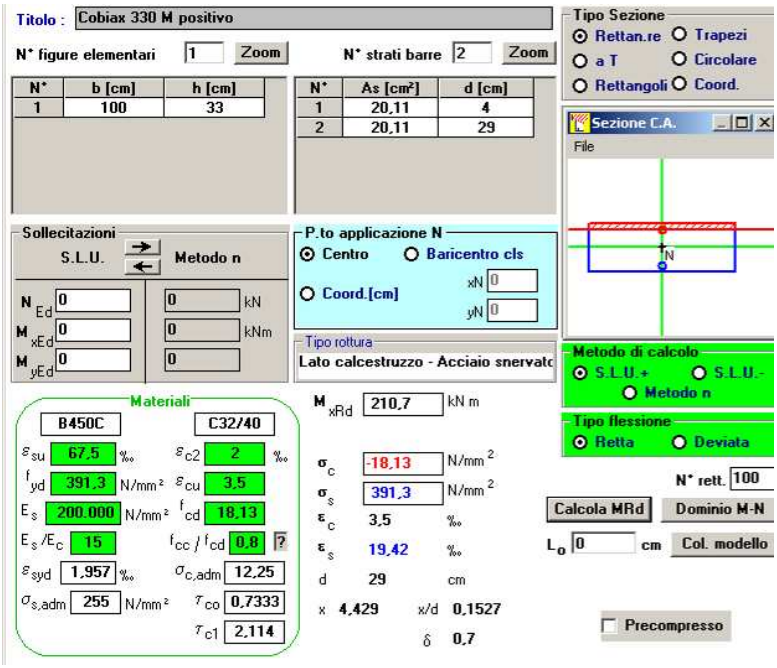


Figura 36 momento resistente positivo

VERIFICA PUNZONAMENTO

VERIFICA PUNZONAMENTO EUROCODICE 2 par. 6.4

Nel seguente calcolo si determina: *1) necessità di armatura nel perimetro U_1*
2) necessità di armatura in U_0
3) perimetro oltre il quale non serve armatura

Inserire i valori nelle caselle gialle

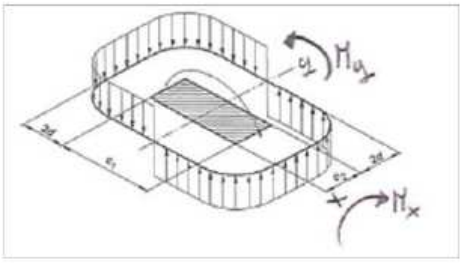
METODO DEL COEFFICIENTE β TABELLARE

Inserire i valori nelle caselle gialle

1. Combinazioni di carico agli S.L.U.

Vsd(kN)	Msd,y(kNm)	Msd,x(kNm)
1300	625	276

2. Caratteristiche Materiali



Dati [N/mm2; mm]	
Rck=	40
ftk=	540
fyk=	380
fck=	33,2
α=	0,85
f_{cd}=	17,64
e_{cu}=	0,0035
f_{yd}=	330,43
E_s=	206000
e_{su}=	0,01
γc	1,5

3. Caratteristiche Sezione Piastra

larghezza pilastro o impronta del carico lungo Y	C2	400	
larghezza pilastro o impronta del carico lungo X	C1	1400	
	bx	2720	
	by	1720	
altezza utile della piastra	d=	330	
copriferro della piastra	d'=	40	
larghezza perimetro U_1	2d=	660	mm
perimetro di controllo U_1 o successivi	U_1	8880	mm
	Au	4678400	mm^2
Carico agente all'interno di Au: aumenta la rex del sistema	σ_i=	0	kN/m^2
Peso Piastra all'interno di Au		43	kN
Singolo ferro Long lungo Y		314	mm^2
Singolo ferro Long lungo X		314	mm^2
Interasse ferri lungo Y		100	mm

Figura 37 verifica punzonamento pag. 1

Interasse ferri lungo X	100	mm
Perc. Armatura Tesa lungo Y	0,009515152	
Perc. Armatura Tesa lungo X	0,009515152	
Perc. Armatura Tesa Media	0,009515152	
K	1,78	

4. Calcolo Tensione di Punzonamento

Sollecitazione di Punzonamento: tolgo la pressione nell'area caricata e aggiungo il peso piastra (EC2 6.48) — Ved,red — 1343 kN

Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per My	k	0,45
Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per Mx	k	0,45

prospetto 6.1 **Valori di *k* per aree caricate rettangolari**

c_1/c_2	≤0,5	1,0	2,0	≥3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

4.1 Determinazione Coefficiente β

eccentricità su Y da momento attorno a X — ey — 212 mm

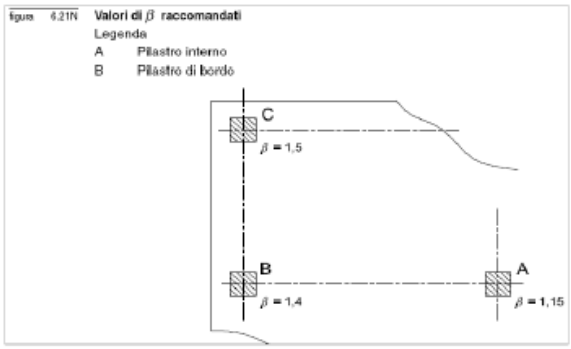
eccentricità su Z da momento attorno a Y — ex — 481 mm

Metodo valido se:

1) stabilità trasversale non dipende dal comportamento a TELAIO di PIASTRA-PILASTRI

2) luci diverse per meno del 25%

figura 6.21N **Valori di β raccomandati**
Legenda
A Pilastro interno
B Pilastro di bordo



scelta posizione del pilastro — **pilastro interno**

β — **1,15**

Tensione di Punzonamento (EC2 6.38) — $v_{rd,red}$ — 0,51 N/mm²

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed}}{U_1 d}$$

5. Calcolo Resistenza del Solo Calcestruzzo

resistenza del solo calcestruzzo — $v_{rd,c}$ — 0,67 N/mm²

resistenza minima da considerare sempre — V_{min} — 0,48 N/mm²

$$v_{rd,cs} = 0.18 / \gamma_c k (100 \rho f_{ck}))^{1/3}$$

v_{rd} — 0,67 N/mm²

OK

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

FS — 1,32

non serve armatura a punzonamneto

Figura 38 verifica punzonamento pag. 2

9.3.4.2 SOLAIO PIANO 25.00 CARICO VARIABILE MASSIMO 15kN/MQ

Soletta alleggerita con elementi cobiax dalle seguenti caratteristiche:

H=460mm altezza solaio

d=315mm diametro alleggerimento

p=8.3kN/mq

kp=0,72 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore

kj=0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore

kv=0,70 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore

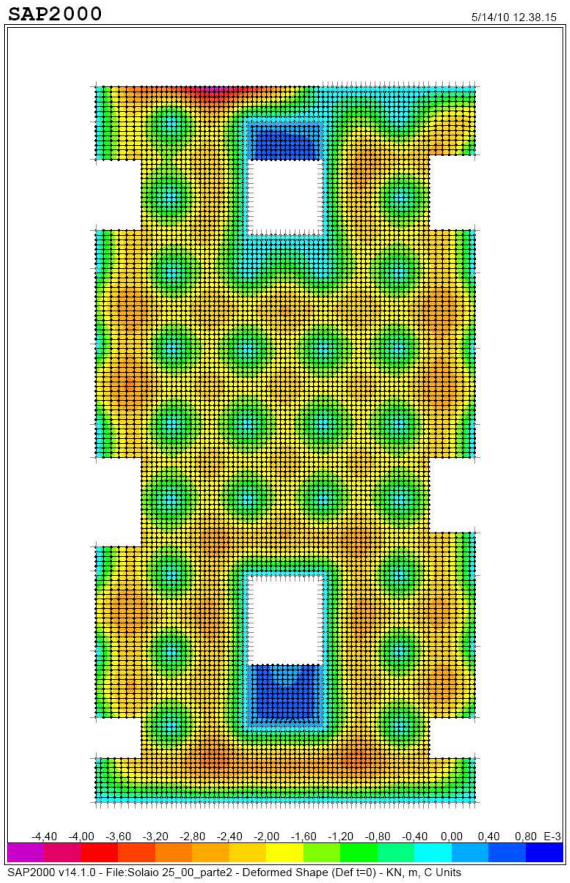


Figura 39 deformata carichi istantanei

Deformazione istantanea per peso proprio = 2,8mm
Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 1,6mm

Deformazione a tempo infinito=4,4 x 3= 13,2mm
Deformazione per carichi variabili= 4,4mm
Deformazione differenziale a tempo infinito = 13,23 +4,4-2,8=15<L/400=26,5mm
Avendo una deformazione massima in mezzeria della campata si considera L in diagonale pari a 10,6m.

VERIFICHE A FLESSIONE

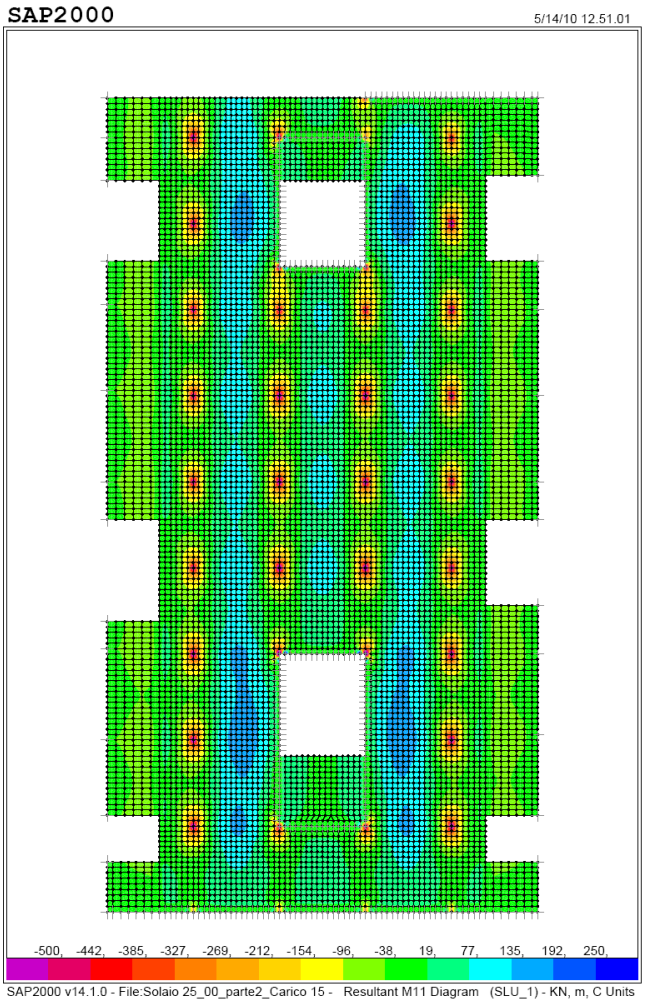


Figura 40 M11 SLU

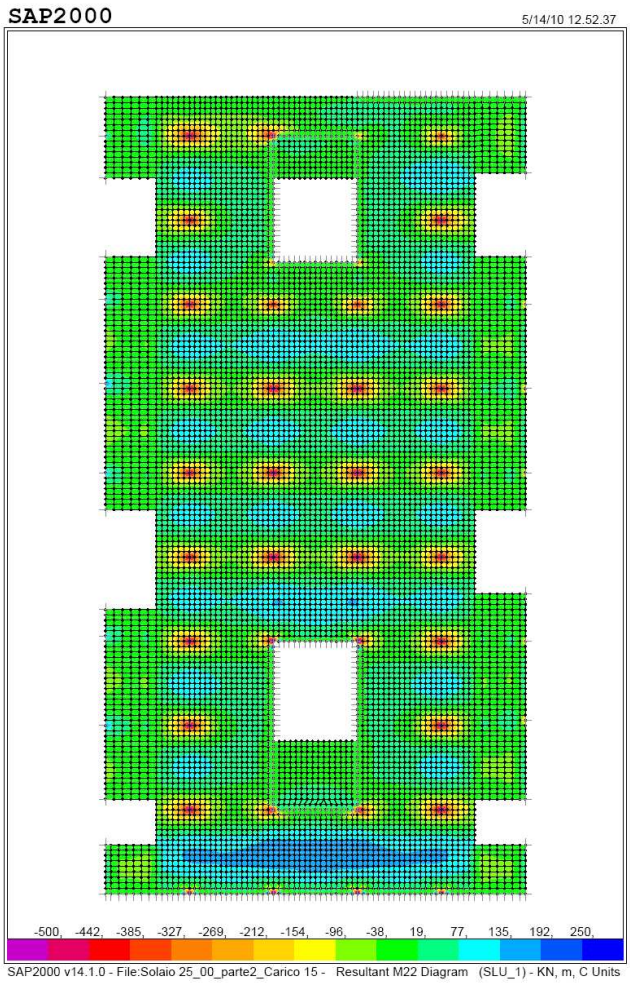


Figura 41 M22 SLU

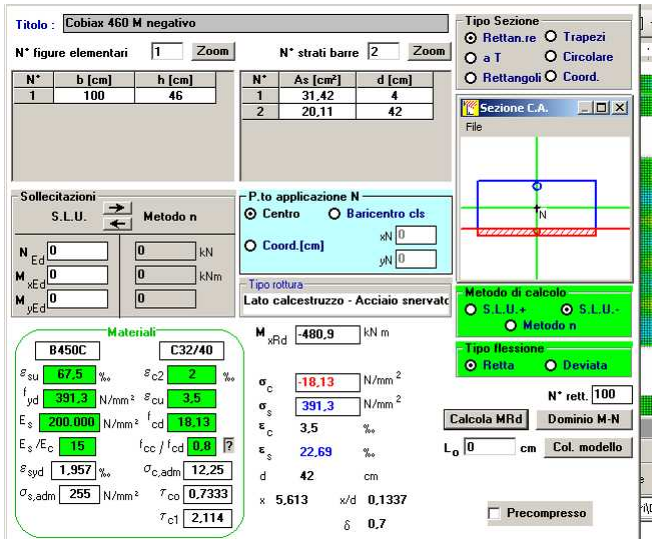


Figura 42 momento resistente negativo

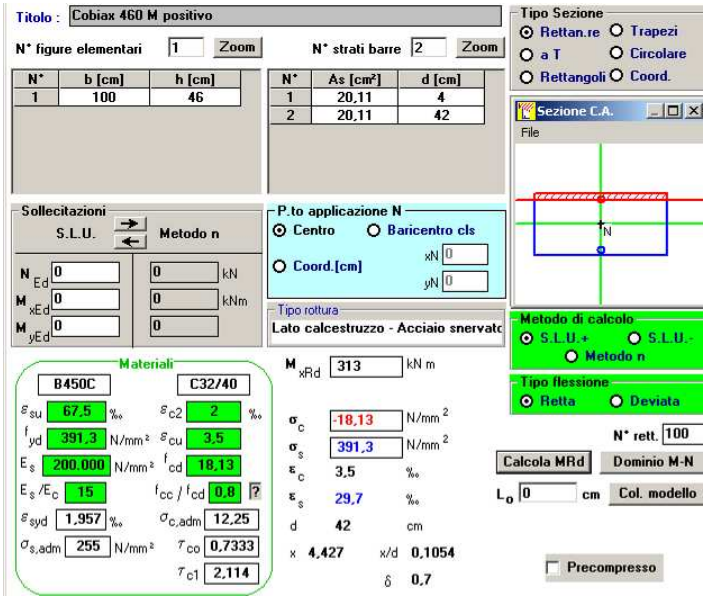


Figura 43 momento resistente positivo

RESISTENZA A PUNZONAMENTO

VERIFICA PUNZONAMENTO EUROCODICE 2 par. 6.4

Nel seguente calcolo si determina: *1) necessità di armatura nel perimetro U_1*
2) necessità di armatura in U_0
3) perimetro oltre il quale non serve armatura

Inserire i valori nelle caselle gialle

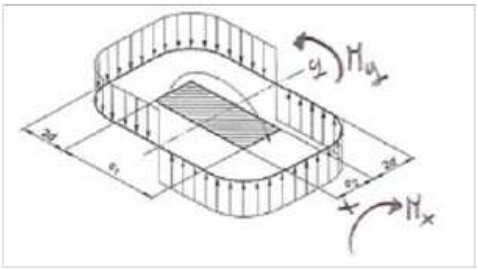
METODO DEL COEFFICIENTE β TABELLARE

Inserire i valori nelle caselle gialle

1. Combinazioni di carico agli S.L.U.

Vsd(kN)	Msd,y(kNm)	Msd,x(kNm)
2210	820	580

2. Caratteristiche Materiali



Dati [N/mm2; mm]	
Rck=	40
ftk=	540
fyk=	380
fck=	33,2
α=	0,85
f_{cd}=	17,64
e_{cu}=	0,0035
f_{yd}=	330,43
E_s=	206000
e_{su}=	0,01
γc	1,5

3. Caratteristiche Sezione Piastra

larghezza pilastro o impronta del carico lungo Y	C2	800	
larghezza pilastro o impronta del carico lungo X	C1	800	
	bx	2640	
	by	2640	
altezza utile della piastra	d=	460	
copriferro della piastra	d'=	40	
larghezza perimetro U_1	2d=	920	mm
perimetro di controllo U_1 o successivi	U_1	9760	mm
	Au	6969600	mm^2
Carico agente all'interno di Au: aumenta la rex del sistema	σ_1=	0	kN/m^2
Peso Piastra all'interno di Au		87	kN
Singolo ferro Long lungo Y		314	mm^2
Singolo ferro Long lungo X		314	mm^2
Interasse ferri lungo Y		100	mm

Figura 44 verifica punzonamento pag.1

Interasse ferri lungo X		100 mm
Perc. Armatura Tesa lungo Y		0,006826087
Perc. Armatura Tesa lungo X		0,006826087
Perc. Armatura Tesa Media		0,006826087
	K	1,66

4. Calcolo Tensione di Punzonamento

Sollecitazione di Punzonamento: tolgo la pressione nell'area caricata e aggiungo il peso piastra (EC2 6.48) — Ved,red — 2297 kN

Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per My	k	0,45
Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per Mx	k	0,45

prospetto 6.1 **Valori di *k* per aree caricate rettangolari**

c_1/c_2	≤0,5	1,0	2,0	≥3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

4.1 Determinazione Coefficiente β

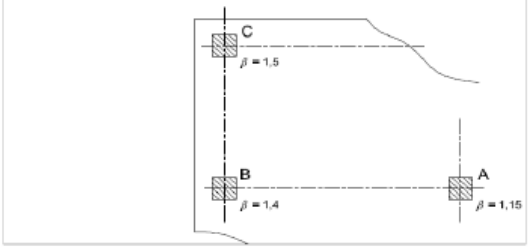
eccentricità su Y da momento attorno a X	ey	262 mm
eccentricità su Z da momento attorno a Y	ex	371 mm

Metodo valido se:

1) stabilità trasversale non dipende dal comportamento a TELAIO di PIASTRA-PILASTRI

2) luci diverse per meno del 25%

figura 6.21N **Valori di β raccomandati**
Legenda
A Pilastro interno
B Pilastro di bordo



scelta posizione del pilastro — **pilastro interno**

β — **1,15**

Tensione di Punzonamento (EC2 6.38) — $v_{ed,red}$ — 0,57 N/mm²

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed}}{U_1 d}$$

5. Calcolo Resistenza del Solo Calcestruzzo

resistenza del solo calcestruzzo	$v_{rd,c}$	0,56 N/mm²
resistenza minima da considerare sempre	V_{min}	0,43 N/mm²
$v_{rd,cs} = 0.18 / \gamma_c k(100 \rho f_{ck}))^{1/3}$	v_{rd}	0,56 N/mm²
		NO
$v_{min} = 0,035 \; k^{2/3} f_{ck}^{1/2}$	FS	1,00
	serve armatura a punzonamento	

Figura 45 verifica punzonamento pag.2

6. Perimetro lungo il quale non serve più armatura a taglio (EC2 6.4.5 (4))

$U_{out,ref}$ 9805 mm

7. Progetto Armatura Punzonamento

angolo tra l'armatura e il piano della piastra	α	90	1,57
passo trasversale massimo s_t <1,5d	s_t	690	mm
passo longitudinale massimo s_l < 0,75d(1+cotg α)	s_r	345	mm
distanza minima del primo perimetro di armatura dal pilastro a_1 >0,3d	a_1	230	mm
dist. max dell'ultimo perimetro di armatura dal perimetro Uout: b_u <1,5d	b_u	690	mm
	k'	2,29	
dist tra il pilastro e Uout	k'd	1052	mm
distanza min dell'ultima fila di ferri dal pilastro a_u =(k'-1,5)d	a_u	362	mm
distanza tra la prima e l'ultima fila di ferri b=a_u - a_1	b	132	mm
numero minimo di perimetri di ferri n		1	

$$n = \max\left(1 + \frac{a_u - a_1}{s_{r,max}}; \frac{a_u}{s_{rd}}\right)$$

resistenza efficace armatura	$f_{ywd,ef}$	330	Mpa

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d < f_{ywd}$$

7.1 Minimo quantitativo di Armatura a taglio (EC2 6.52)		3	mm^2/mm

$$\frac{A_{sw}}{s_r} \geq (v_{ed} - 0.75v_{rd,c}) \frac{1}{1.5df_{yd}\frac{1}{U_1 d}sen\alpha}$$

Pertanto si assumono i seguenti parametri:

passo radiale armatura sul perimetro attorno al pilastro	s_{rd}	300	mm
		passo max rispettato	
passo trasversale armatura sulla prima fila attorno al pilastro	s_{td}	400	mm
		passo max rispettato	
area di un braccio di armatura	A_{swd}	113	mm^2
armatura minima di ogni braccio (EC2 par. 9,11)	$A_{sw,min}$	97	mm^2
		area minima singolo braccio rispettata	
armatura minima totale $A_{sw,min}$ =$(A_{sw}/s_r)_{min}$ x s_{rd}	$A_{sw,min}$	847	mm^2
bracci minimi per ogni fila	n	7	
bracci disposti per ogni fila	n_d	12	
area disposta su di un perimetro		1356	mm^2

7.2 Verifica Armatura di Punzonamento (EC2 6.52)

$$v_{rd,cs} = 0.75v_{rd,c} + 1.5(d/s)A_{sw}f_{ywdef} * (1/U_1 d)\sin\alpha$$

$v_{rd,cs}$	0,65	N/mm^2
FS	1,15	

verifica soddisfatta con armatura

Figura 46 verifica punzonamento pag.3

7. Verifica Taglio-Punzonamento perimetro U0 all'attacco del pilastro (EC2 6.4.5 (3))

All'attacco con il pilastro la resistenza a taglio è quella tipica di carichi concentrati applicati vicino agli appoggi

perimetro all'attacco del pilastro

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed}}{U_0 d} < v_{rd,\max} = 0.5 f_{cd} \nu$$

coefficiente riduttivo per considerare la fessurazione

$$\nu = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

U_0	3200	mm
β	1,15	
$v_{ed,red}$	1,73	N/mm²
ν	0,8672	
$v_{rd,max}$	4,59	N/mm²
FS	2,66	

OK: non serve armatura all'attacco del pilastro

Figura 47 verifica punzonamento pag. 4

9.3.4.3 SOLAIO PIANO 25.00 CARICO VARIABILE MASSIMO 10kN/MQ

Soletta alleggerita con elementi Cobiax dalle seguenti caratteristiche:
H=460mm altezza solaio
d= 315mm diametro alleggerimento
p= 8.3kN/mq
kp= 0,72 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore
kj= 0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore
kv= 0,70 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore

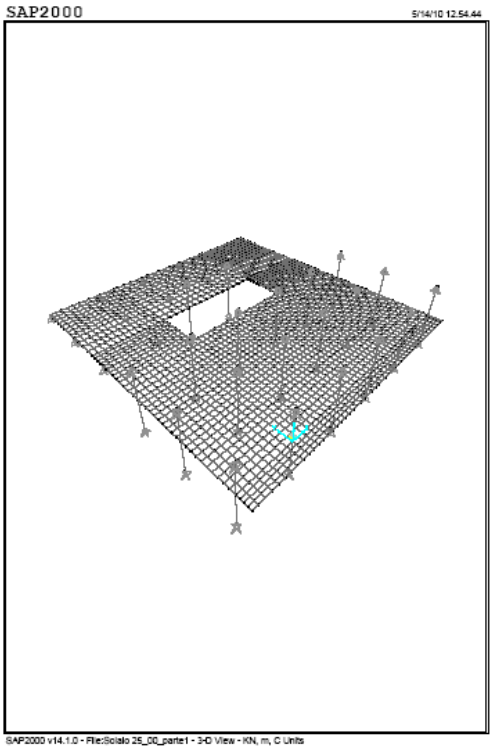


Figura 48 solaio quota 25.00 parte 1

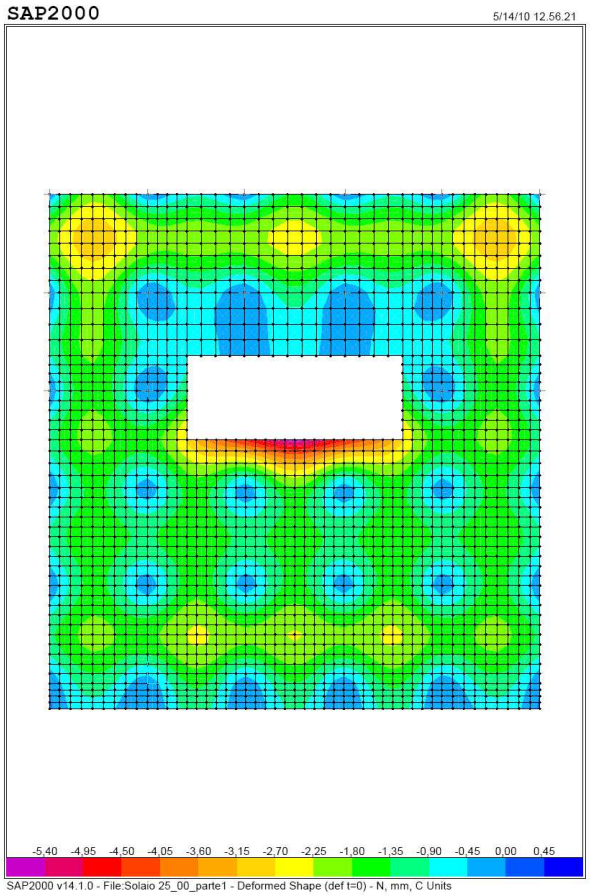


Figura 49 deformata carichi istantanei

Deformazioni sullo sbalzo avente L=380cm
Deformazione istantanea per peso proprio = 2,9mm

Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 2,4mm
Deformazione a tempo infinito=5,3 x 3= 15,9mm
Deformazione per carichi variabili= 2,2mm
Deformazione differenziale a tempo infinito = 15,9 +2,2-2,9=15,2<2L/400=19mm

Si omettono le verifiche a resistenza in quanto la situazione più gravosa è relativa alla parte 2 del solaio a quota 25.00m slm.

9.3.4.4 SOLAIO PIANO 34.40 CARICO VARIABILE MASSIMO 4KN/MQ PARTE 1 SBALZO

SOLETTA ALLEGGERITA CON ELEMENTI COBIAX DALLE SEGUENTI CARATTERISTICHE:

H=460mm altezza solaio
d= 315mm diametro alleggerimento
p= 8.3kN/mq
kp= 0,72 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore
kj= 0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore
kv= 0,70 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore

Si omettono le verifiche a deformabilità in quanto la condizione più gravosa per il medesimo tipo di solaio si ha al piano 25.00m slm.

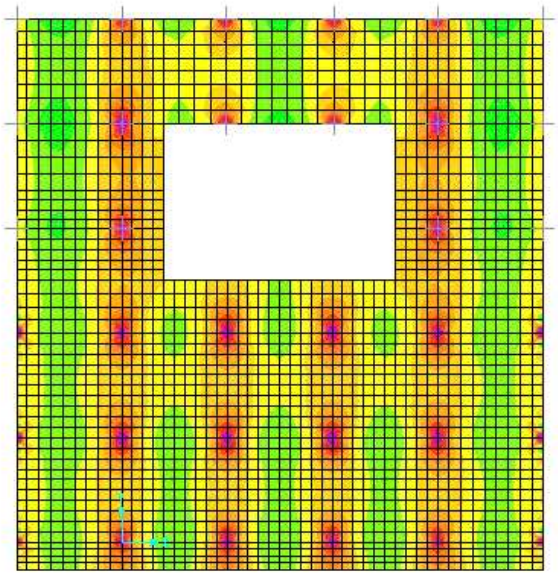


Figura 50 momento M11 SLU

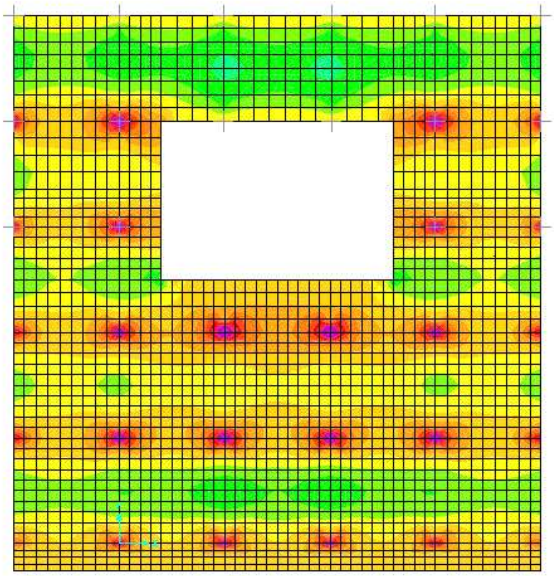


Figura 51 momento M22 SLU

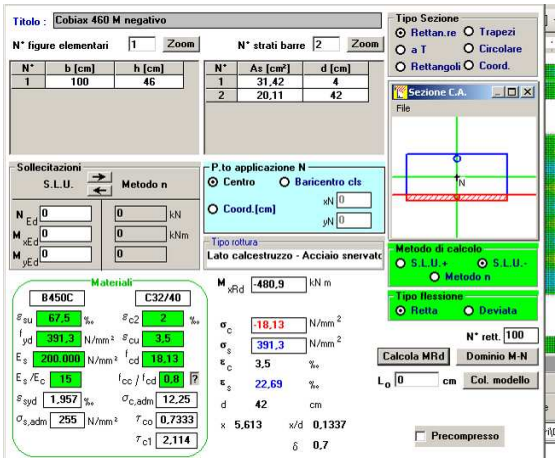


Figura 52 momento resistente negativo

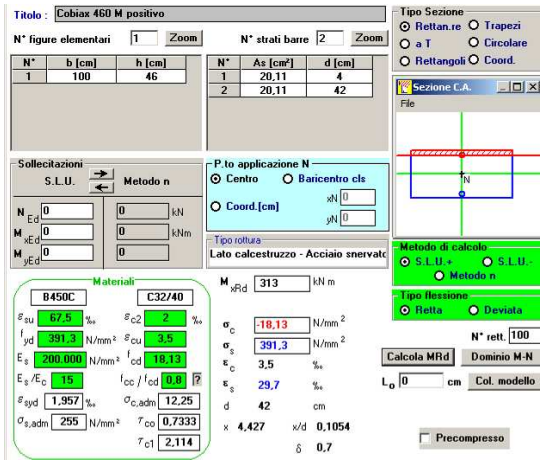


Figura 53 momento resistente positivo

9.3.4.5 SOLAIO PIANO 34.40 CARICO VARIABILE MASSIMO 4kN/MQ PARTE 2

SOLETTA ALLEGGERITA CON ELEMENTI COBIAX DALLE SEGUENTI CARATTERISTICHE:

H=370mm altezza solaio
d=180mm diametro alleggerimento
p=7.5kN/mq
kp=0,81 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore
kj=0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore
kv=0,77 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore

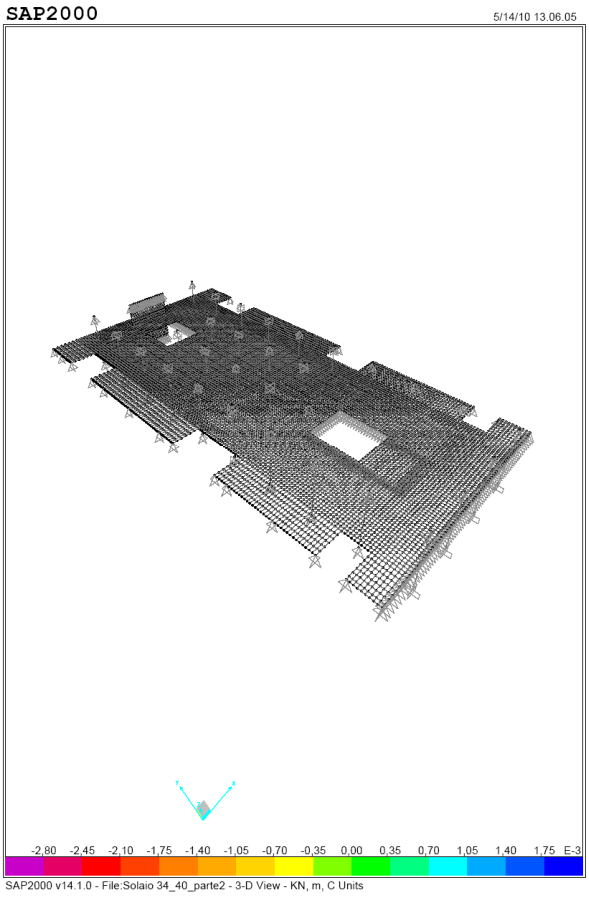


Figura 54 solaio 34.40 parte 2 indeformata

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

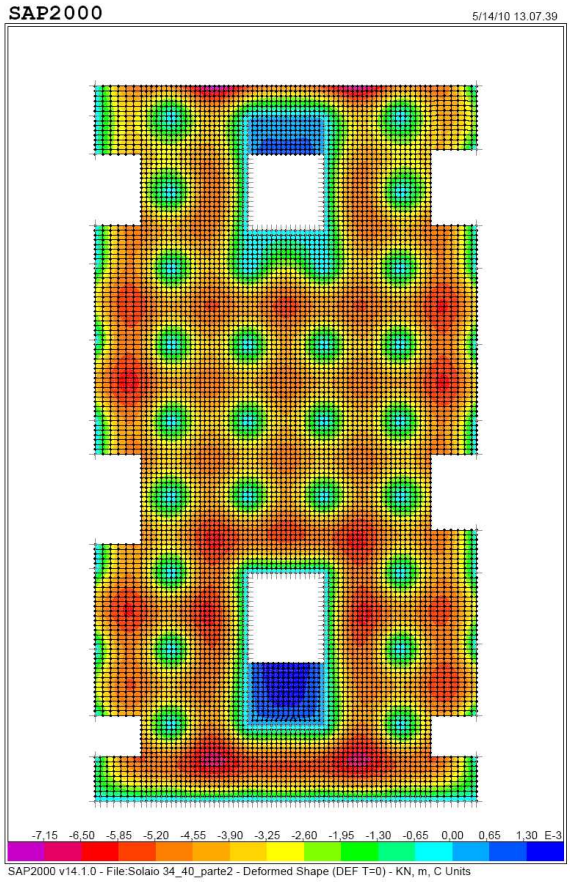


Figura 55 solaio quota 34.40 parte 2 deformata

Deformazione istantanea per peso proprio = 5,1mm
Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 2,1mm
Deformazione a tempo infinito=7,2 x 3= 21,6mm
Deformazione per carichi variabili= 2,2mm
Deformazione differenziale a tempo infinito = 21,6 +2,2-2,1=21,7<L/400=26,5mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

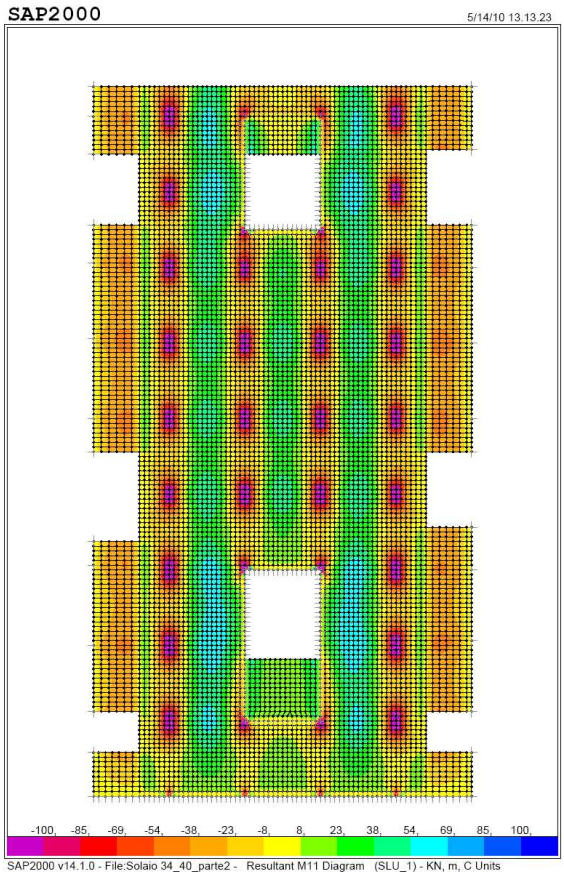


Figura 56 momento M11 SLU

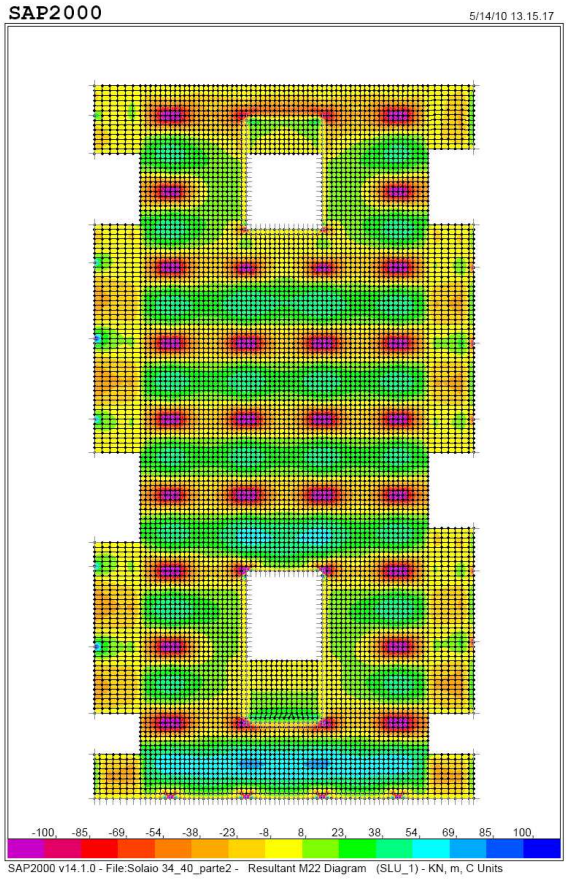


Figura 57 momento M22 SLU

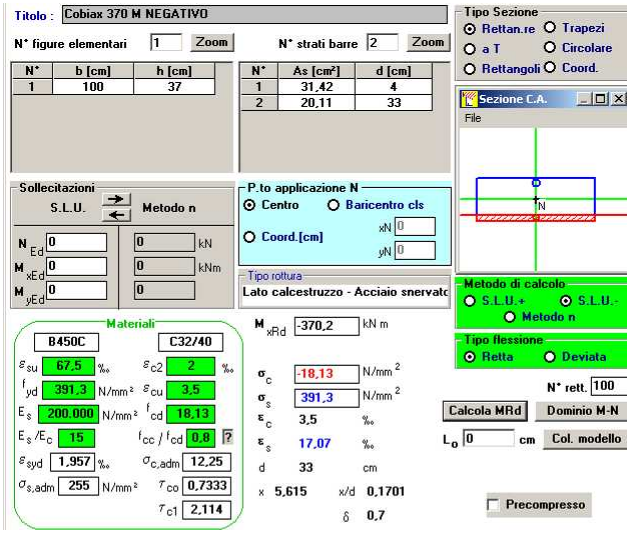


Figura 58 momento resistente negativo

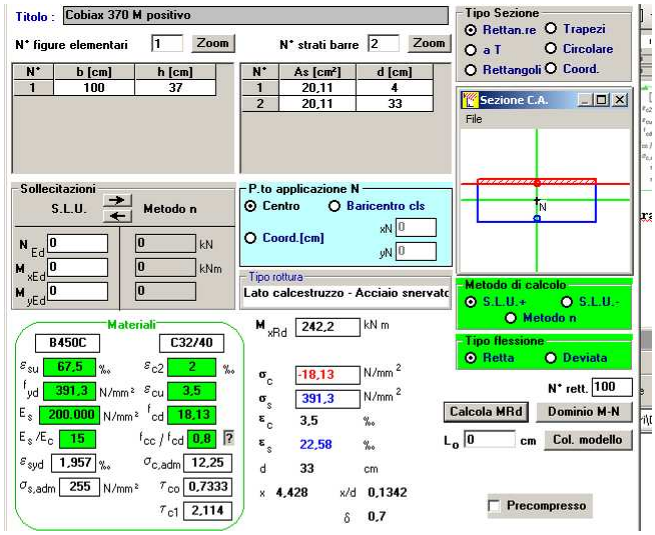


Figura 59 momento resistente positivo

9.3.4.6 SOLAIO PIANO 38.40 CARICO VARIABILE MASSIMO 4KN/MQ PARTE 2 SBALZO LATERALE

SOLETTA ALLEGGERITA CON ELEMENTI COBIAX DALLE SEGUENTI CARATTERISTICHE:

H=370mm altezza solaio
d=180mm diametro alleggerimento
p=7.5kN/mq
kp=0,81 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore
kj=0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore
kv=0,77 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore

VERIFICHE A DEFORMAZIONE

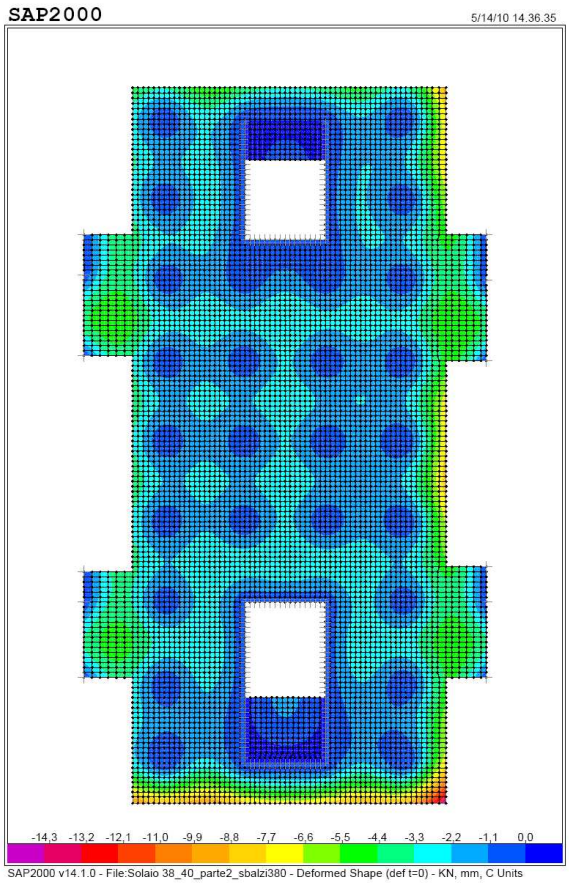


Figura 60 deformata istantanea

Deformazione istantanea per peso proprio = 6,5mm
Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 7,8mm

Deformazione a tempo infinito=14,3 x 3= 42,9mm
Deformazione per carichi variabili= 2,0mm
Deformazione differenziale a tempo infinito = 42,9+2-6,5=38,4>2L/400=27mm
Applico una contro monta di 15mm pari alla deformata istantanea per carichi permanenti
Deformazione a tempo infinito 38,4-15=23,4mm<2L/400=27mm con L=537cm pari alla luce dello sbalzo in diagonale.

Le deformazioni differenziali dovute ai carichi variabili e agli effetti viscosi nel perimetro del solaio nel piano della facciata sono inferiori a L/600, dove L=760cm.

VERIFICHE DI RESISTENZA

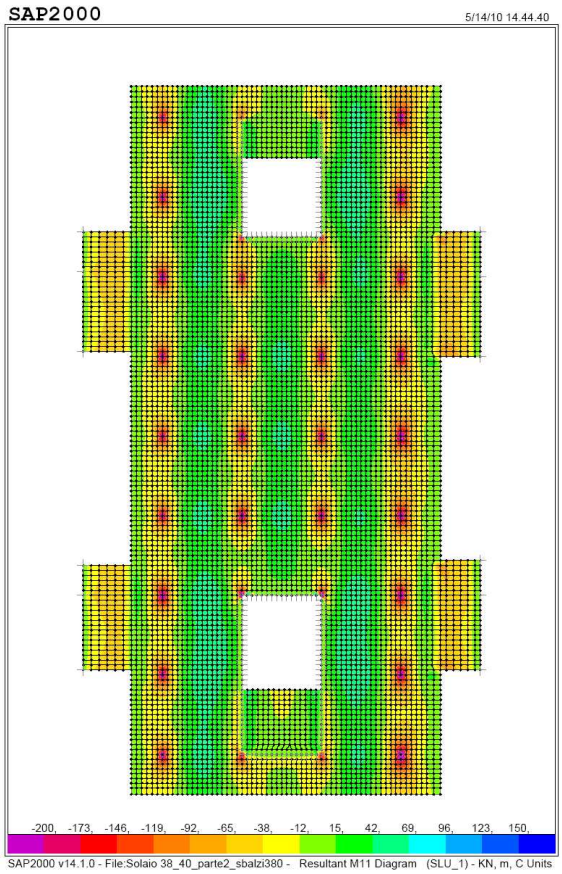


Figura 61 momento M11 SLU

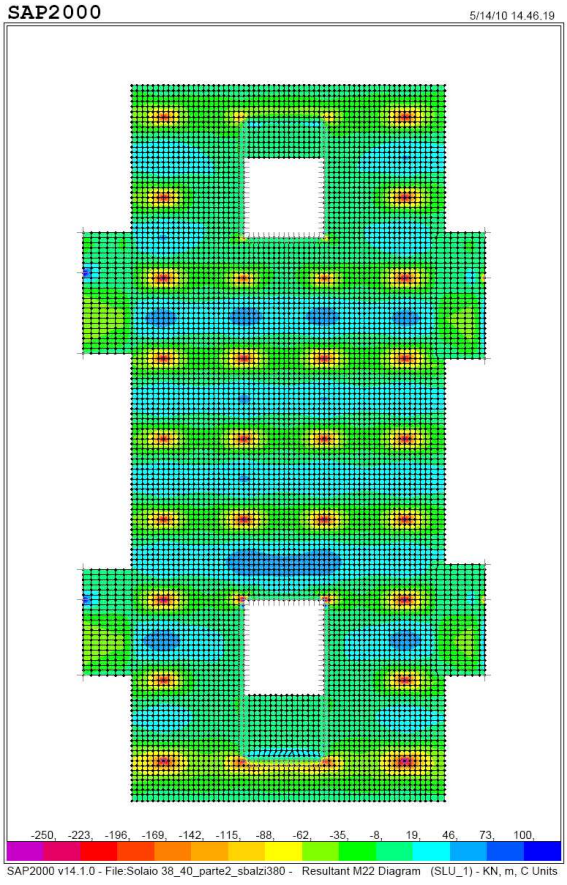


Figura 62 momento M22 SLU

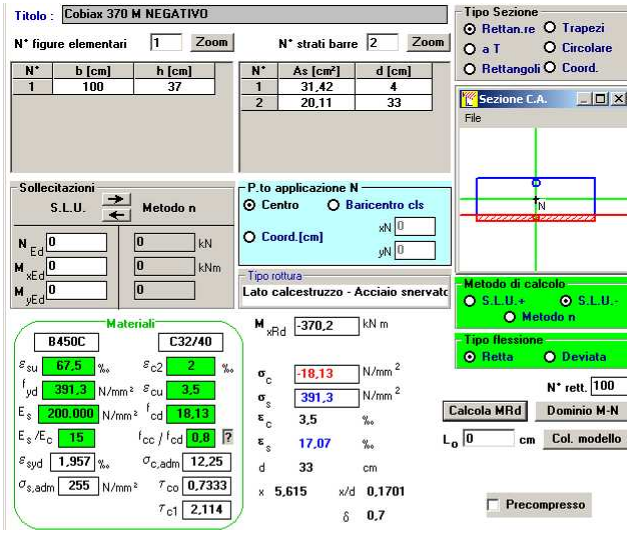


Figura 63 momento resistente negativo

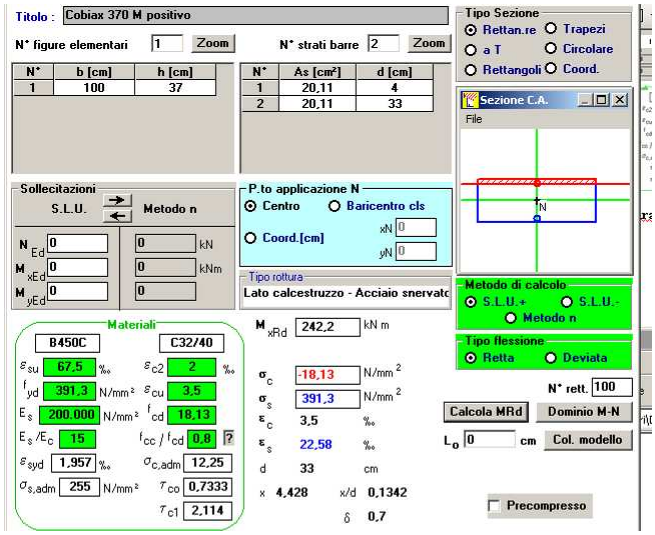


Figura 64 momento resistente positivo

VERIFICA A PUNZONAMENTO

VERIFICA PUNZONAMENTO EUROCODICE 2 par. 6.4

Nel seguente calcolo si determina: *1) necessità di armatura nel perimetro U_1*
2) necessità di armatura in U_0
3) perimetro oltre il quale non serve armatura

Inserire i valori nelle caselle gialle

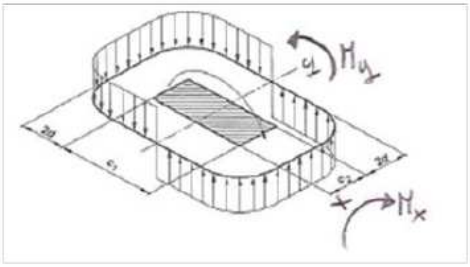
METODO DEL COEFFICIENTE β TABELLARE

Inserire i valori nelle caselle gialle

1. Combinazioni di carico agli S.L.U.

Vsd(kN)	Msd,y(kNm)	Msd,x(kNm)
1250	438	431

2. Caratteristiche Materiali



Dati [N/mm2; mm]	
Rck=	40
ftk=	540
fyk=	380
fck=	33,2
α=	0,85
f_{cd}=	17,64
e_{cu}=	0,0035
f_{yd}=	330,43
E_c=	206000
e_{su}=	0,01
γc	1,5

3. Caratteristiche Sezione Piastra

larghezza pilastro o impronta del carico lungo Y	C2	800	
larghezza pilastro o impronta del carico lungo X	C1	800	
	bx	2280	
	by	2280	
altezza utile della piastra	d=	370	
copriferro della piastra	d'=	40	
larghezza perimetro U_1	2d=	740	mm
perimetro di controllo U_1 o successivi	U_1	9120	mm
	Au	5198400	mm^2
Carico agente all'interno di Au: aumenta la rex del sistema	σ_c=	0	kN/m^2
Peso Piastra all'interno di Au		53	kN
Singolo ferro Long lungo Y		314	mm^2
Singolo ferro Long lungo X		314	mm^2
Interasse ferri lungo Y		100	mm

Figura 65 verifica punzonamento pag. 1

Interasse ferri lungo X		100 mm
Perc. Armatura Tesa lungo Y		0,008486486
Perc. Armatura Tesa lungo X		0,008486486
Perc. Armatura Tesa Media		0,008486486
	K	1,74

4. Calcolo Tensione di Punzonamento

Sollecitazione di Punzonamento: tolgo la pressione nell'area caricata e aggiungo il peso piastra (EC2 6.48) — Ved,red — 1303 kN

Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per My	k	0,45
Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per Mx	k	0,45

prospetto 6.1 **Valori di *k* per aree caricate rettangolari**

c_1/c_2	≤0,5	1,0	2,0	≥3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

4.1 Determinazione Coefficiente β

eccentricità su Y da momento attorno a X — ey — 345 mm

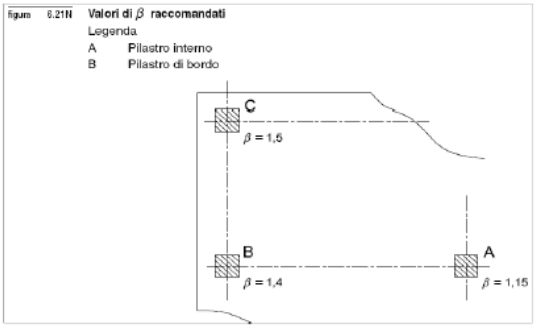
eccentricità su Z da momento attorno a Y — ex — 350 mm

Metodo valido se:

1) stabilità trasversale non dipende dal comportamento a TELAIO di PIASTRA-PILASTRI

2) luci diverse per meno del 25%

figura 6.21N **Valori di β raccomandati**
Legenda
A Pilastro interno
B Pilastro di bordo



scelta posizione del pilastro — **pilastro interno**

β **1,15**

Tensione di Punzonamento (EC2 6.38) — $v_{ed,red}$ — 0,43 N/mm²

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed}}{U_1 d}$$

5. Calcolo Resistenza del Solo Calcestruzzo

resistenza del solo calcestruzzo — $v_{rd,c}$ — **0,63 N/mm²**

resistenza minima da considerare sempre — V_{min} — 0,46 N/mm²

$$v_{rd,cs} = 0.18 / \gamma_c k (100 \rho f_{ck})^{1/3}$$

v_{rd} — 0,63 N/mm²

OK

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

FS — 1,49

non serve armatura a punzonamneto

Figura 66 verifica punzonamento pag. 2

9.3.4.7 SOLAIO PIANO 38.40 CARICO VARIABILE MASSIMO 4kN/MQ PARTE 1 SBALZO

SOLETTA ALLEGGERITA CON ELEMENTI COBIAX DALLE SEGUENTI CARATTERISTICHE:

H=460mm altezza solaio
d=315mm diametro alleggerimento
p=8.3kN/mq
kp=0,72 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore
kj=0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore
kv=0,70 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore

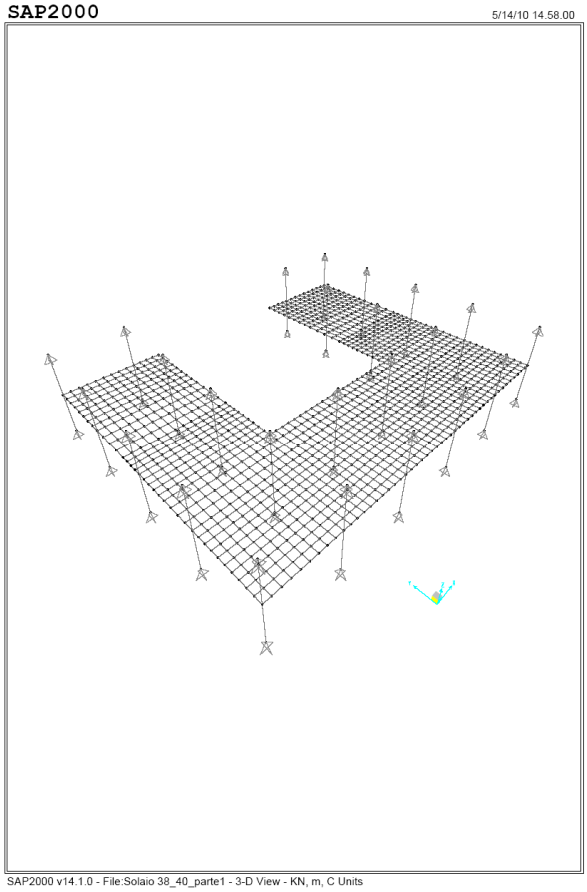


Figura 67 indeformata

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

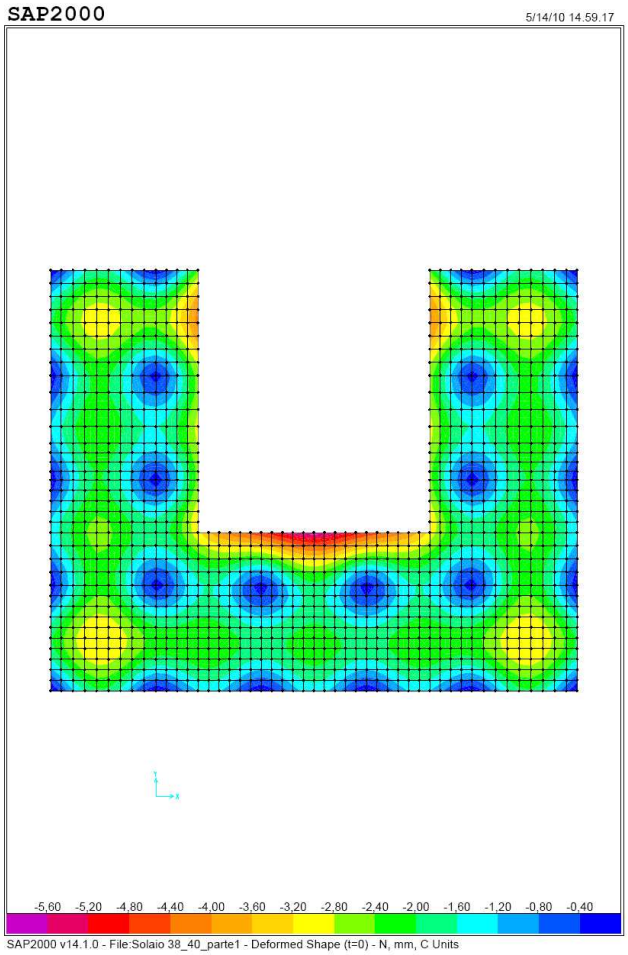


Figura 68 deformata istantanea

Deformazione istantanea per peso proprio = 2,6mm
Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 3mm
Deformazione a tempo infinito=5,6 x 3= 16,8mm
Deformazione per carichi variabili= 2,2mm
Deformazione differenziale a tempo infinito = 16,8+2,2-2,6=16,4<2L/400=19mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

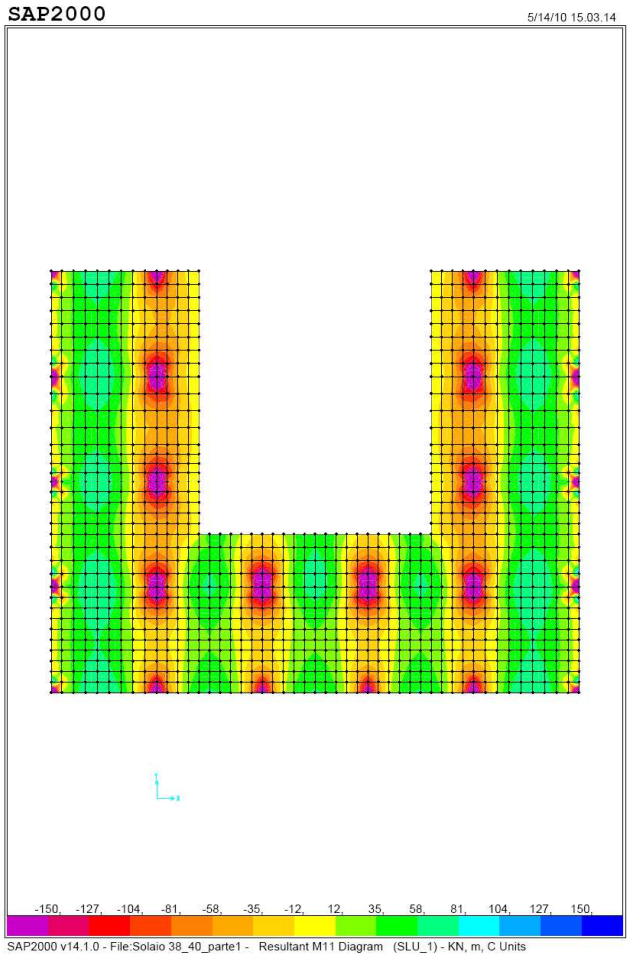


Figura 69 M11_SLU

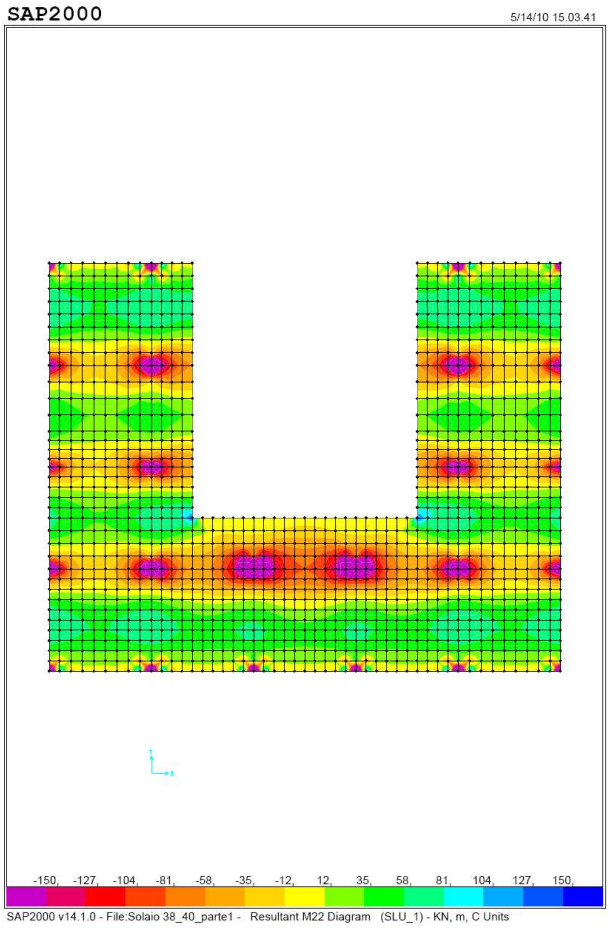


Figura 70 M22 SLU

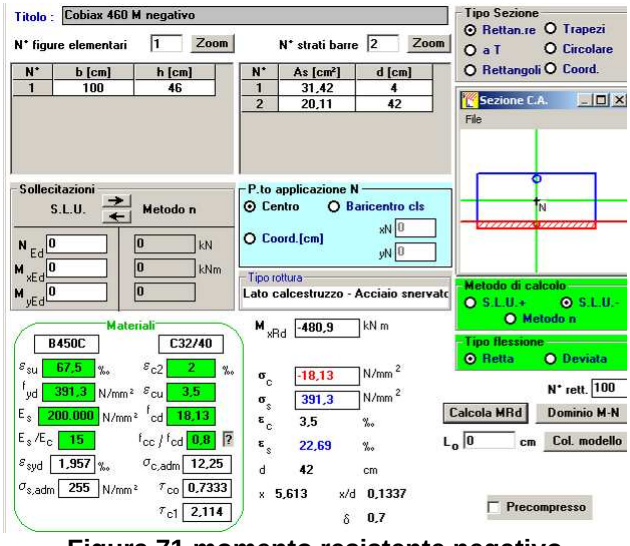


Figura 71 momento resistente negativo

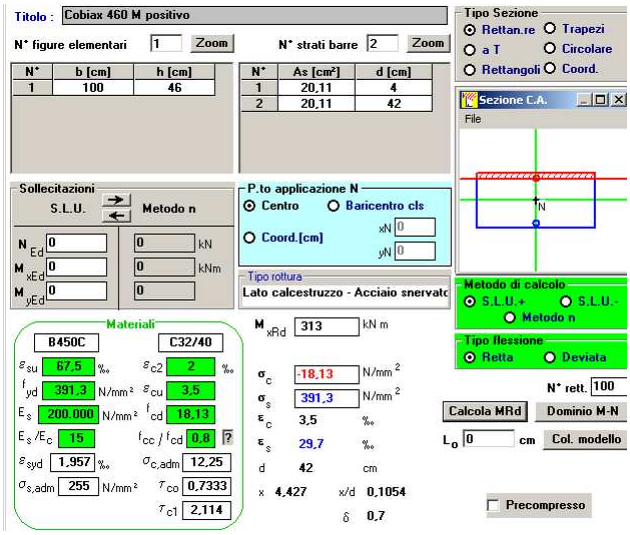


Figura 72 momento resistente positivo

9.3.4.8 SOLAIO PIANO 46.40 CARICO VARIABILE MASSIMO 10KN/MQ PARTE 2

SOLETTA ALLEGGERITA CON ELEMENTI COBIAX DALLE SEGUENTI CARATTERISTICHE:

H=460mm altezza solaio
d=315mm diametro alleggerimento
p=8.3kN/mq
kp=0,72 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore
kj=0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore
kv=0,70 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore

VERIFICA A DEFORMAZIONE

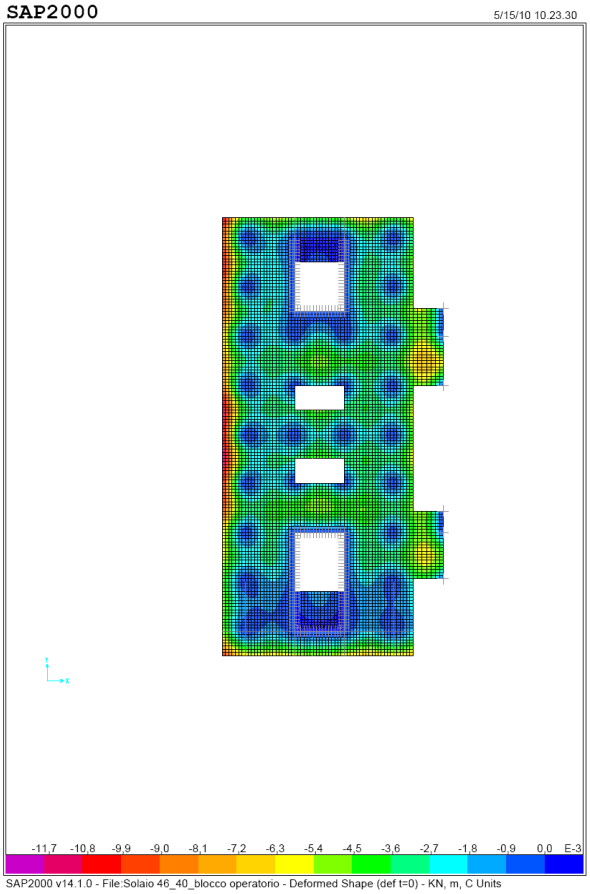


Figura 73 deformata istantanea

Deformazione istantanea per peso proprio = 5,0mm
Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 6,5mm
Deformazione a tempo infinito=11,5 x 3= 34,5mm
Deformazione per carichi variabili= 7mm
Deformazione differenziale a tempo infinito = 34,5+7-5=36,5>2L/400=27mm
Applico una contro monta di 15mm.
Deformazione a tempo infinito 36,5-15=21,5mm<2L/400=27mm con L=537cm pari alla luce dello sbalzo in diagonale.

VERIFICA DI RESISTENZA

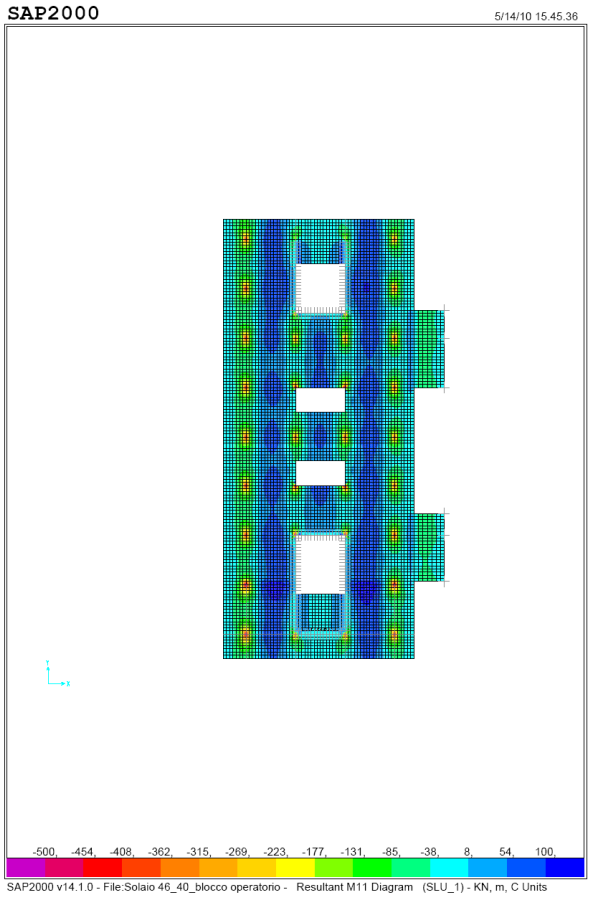


Figura 74 momento M11

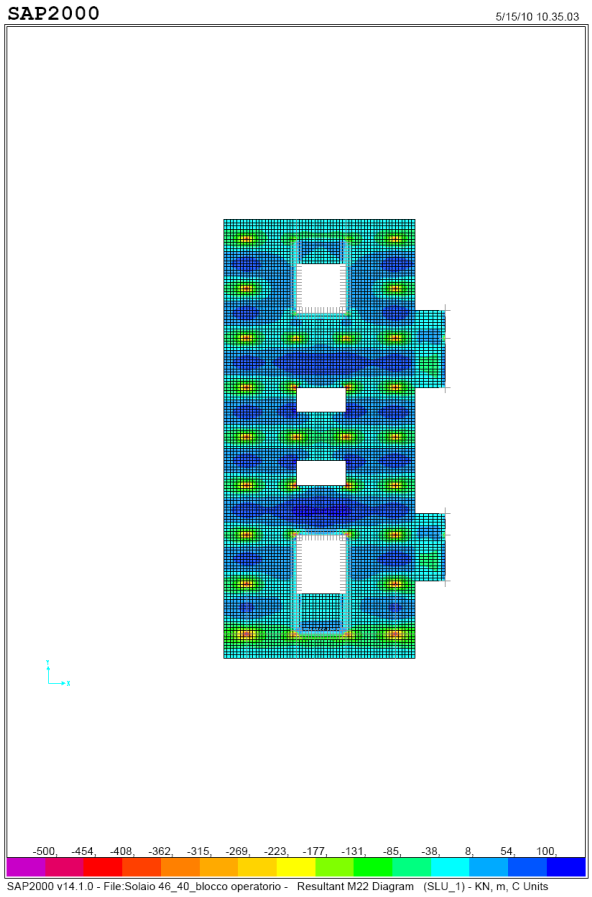


Figura 75 momento M22 SLU

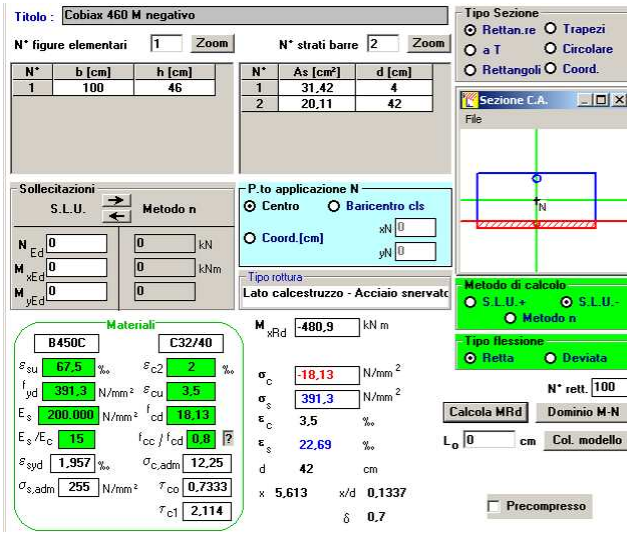


Figura 76 momento resistente negativo

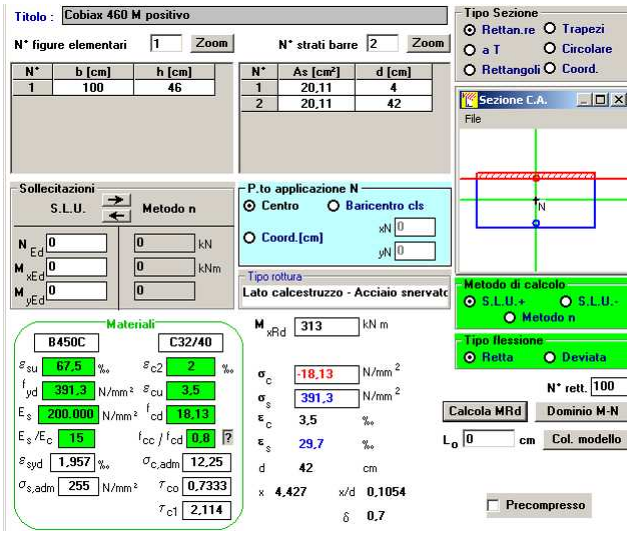


Figura 77 momento resistente positivo

Le zone con momento superiore al momento resistente sono in corrispondenza dell'asse dei pilastri e quindi non significativi.

VERIFICA PUNZONAMENTO

VERIFICA PUNZONAMENTO EUROCODICE 2 par. 6.4

Nel seguente calcolo si determina: *1) necessità di armatura nel perimetro U_1*
2) necessità di armatura in U_0
3) perimetro oltre il quale non serve armatura

Inserire i valori nelle caselle gialle

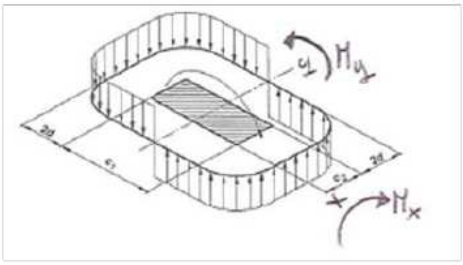
METODO DEL COEFFICIENTE β TABELLARE

Inserire i valori nelle caselle gialle

1. Combinazioni di carico agli S.L.U.

Vsd(kN)	Msd,y(kNm)	Msd,x(kNm)
1752	306	357

2. Caratteristiche Materiali



Dati [N/mm2; mm]	
Rck=	40
ftk=	540
fyk=	380
fck=	33,2
α=	0,85
f_{cd}=	17,64
e_{cu}=	0,0035
f_{yd}=	330,43
E_s=	206000
e_{su}=	0,01
γc	1,5

3. Caratteristiche Sezione Piastra

larghezza pilastro o impronta del carico lungo Y	C2	500	
larghezza pilastro o impronta del carico lungo X	C1	500	
	bx	2340	
	by	2340	
altezza utile della piastra	d=	460	
copriferro della piastra	d'=	40	
larghezza perimetro U_1	2d=	920	mm
perimetro di controllo U_1 o successivi	U_1	9360	mm
	Au	5475600	mm^2
Carico agente all'interno di Au: aumenta la rex del sistema	σ_t=	0	kN/m^2
Peso Piastra all'interno di Au		68	kN
Singolo ferro Long lungo Y		314	mm^2
Singolo ferro Long lungo X		314	mm^2
Interasse ferri lungo Y		100	mm

Figura 78 verifica punzonamento pag. 1

Interasse ferri lungo X	100	mm
Perc. Armatura Tesa lungo Y	0,006826087	
Perc. Armatura Tesa lungo X	0,006826087	
Perc. Armatura Tesa Media	0,006826087	
K	1,66	

4. Calcolo Tensione di Punzonamento

Sollecitazione di Punzonamento: tolgo la pressione nell'area caricata e aggiungo il peso piastra (EC2 6.48) — Ved,red — 1820 kN

Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per My	k	0,45
Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per Mx	k	0,45

prospetto 6.1 **Valori di *k* per aree caricate rettangolari**

c_1/c_2	≤0,5	1,0	2,0	≥3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

4.1 Determinazione Coefficiente β

eccentricità su Y da momento attorno a X — ey — 204 mm

eccentricità su Z da momento attorno a Y — ex — 175 mm

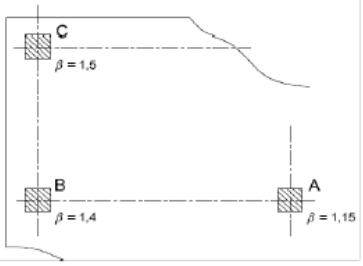
Metodo valido se:

1) stabilità trasversale non dipende dal comportamento a TELAIO di PIASTRA-PILASTRI

2) luci diverse per meno del 25%

figura 6.21N **Valori di β raccomandati**

Legenda
A Pilastro interno
B Pilastro di bordo



scelta posizione del pilastro — **pilastro di bordo**

β — **1,4**

Tensione di Punzonamento (EC2 6.38) — $v_{rd,red}$ — 0,57 N/mm²

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed}}{U_1 d}$$

5. Calcolo Resistenza del Solo Calcestruzzo

resistenza del solo calcestruzzo — $v_{rd,c}$ — 0,56 N/mm²

resistenza minima da considerare sempre — V_{min} — 0,43 N/mm²

$$v_{rd,cs} = 0.18 / \gamma_c k (100 \rho f_{ck}))^{1/3}$$

v_{rd} — 0,56 N/mm²

NO

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

FS — 0,99

serve armatura a punzonamento

Figura 79 verifica punzonamento pag. 2

6. Perimetro lungo il quale non serve più armatura a taglio (EC2 6.4.5 (4))

$U_{out,ref}$	9463	mm

7. Progetto Armatura Punzonamento

angolo tra l'armatura e il piano della piastra	α	90	1,57
passo trasversale massimo s_t <1,5d	s_t	690	mm
passo longitudinale massimo s_l < 0,75d(1+cotg α)	s_r	345	mm
distanza minima del primo perimetro di armatura dal pilastro a_1 >0,3d	a_1	230	mm
dist. max dell'ultimo perimetro di armatura dal perimetro Uout: b_u <1,5d	b_u	690	mm
	k'	2,58	
dist tra il pilastro e Uout	k'd	1188	mm
distanza min dell'ultima fila di ferri dal pilastro a_u=(k'-1,5)d	a_u	498	mm
distanza tra la prima e l'ultima fila di ferri $b=a_u - a_1$	b	268	mm
numero minimo di perimetri di ferri n		**2**	

$$n = \max\left(1 + \frac{a_u - a_1}{s_{r,max}}; \frac{a_u}{s_{rd}}\right)$$

resistenza efficace armatura	$f_{ywd,ef}$	330	Mpa

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d < f_{ywd}$$

7.1 Minimo quantitativo di Armatura a taglio (EC2 6.52)	3	mm^2/mm

$$\frac{A_{sw}}{s_r} \geq \left(v_{ed} - 0.75 v_{rd,c}\right) \frac{1}{1.5 d f_{yd} \frac{1}{U_1 d} sen\,\alpha}$$

Pertanto si assumono i seguenti parametri:

passo radiale armatura sul perimetro attrono al pilastro	s_{rd}	300	mm
		passo max rispettato	
passo trasversale armatura sulla prima fila attorno al pilastro	s_{td}	400	mm
		passo max rispettato	
area di un braccio di armatura	A_{swd}	113	mm^2
armatura minima di ogni braccio (EC2 par. 9,11)	$A_{sw,min}$	97	mm^2
	area minima singolo braccio rispettata		
armatura minima totale $A_{sw,min} = (A_{sw}/s_r)_{min} \times s_{rd}$	$A_{sw,min}$	833	mm^2
bracci minimi per ogni fila	n	7	
bracci disposti per ogni fila	n_d	12	
area disposta su di un perimetro		1356	mm^2

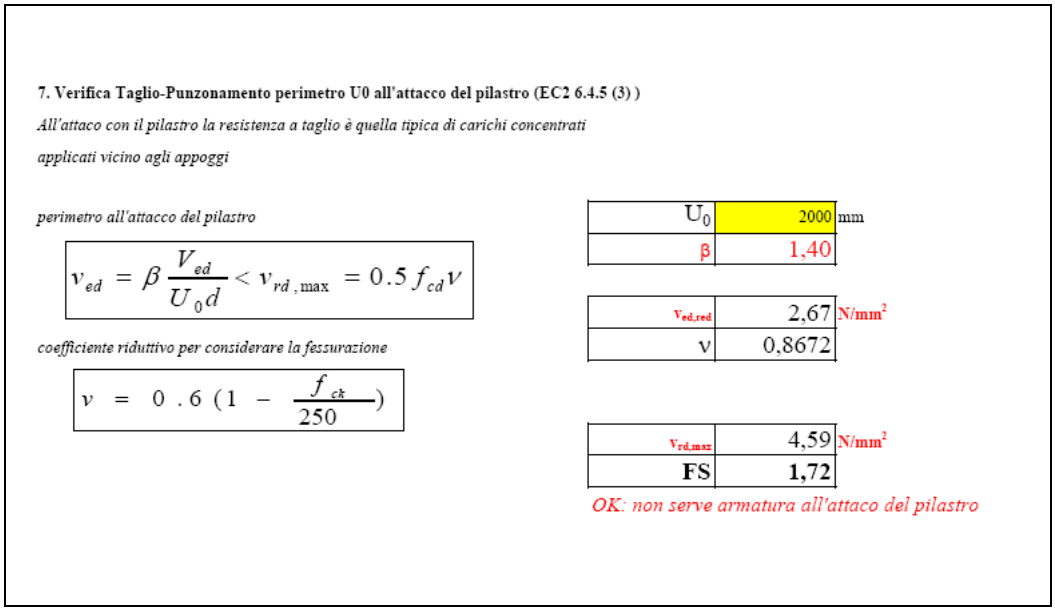
7.2 Verifica Armatura di Punzonamento (EC2 6.52)

$$v_{rd,cs} = 0.75 v_{rd,c} + 1.5 (d/s) A_{sw} f_{ywd,ef} * (1/U_1 d) \sin\alpha$$

$v_{rd,cs}$	0,66	N/mm^2
FS	1,16	

verifica soddisfatta con armatura

Figura 80 verifica punzonamento pag. 3



7. Verifica Taglio-Punzonamento perimetro U0 all'attacco del pilastro (EC2 6.4.5 (3))

All'attaco con il pilastro la resistenza a taglio è quella tipica di carichi concentrati applicati vicino agli appoggi

perimetro all'attacco del pilastro

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed}}{U_0 d} < v_{rd,\max} = 0.5 f_{cd} \nu$$

coefficiente riduttivo per considerare la fessurazione

$$\nu = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

U_0	2000	mm
β	1,40	
$v_{ed,red}$	2,67	N/mm²
ν	0,8672	
$v_{rd,max}$	4,59	N/mm²
FS	**1,72**	

OK: non serve armatura all'attaco del pilastro

Figura 81 verifica punzonamento pag. 4

9.3.4.9 SOLAIO COPERTURA ACCESSIBILE PIANO 34.40 CARICO VARIABILE MASSIMO 4kN/MQ

SOLETTA ALLEGGERITA CON ELEMENTI COBIAX DALLE SEGUENTI CARATTERISTICHE:

H=330mm altezza solaio
d=180mm diametro alleggerimento
p=6,5kN/mq
kp=0,87 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore
kj=0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore
kv=0,73 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore

VERIFICA DEFORMAZIONE

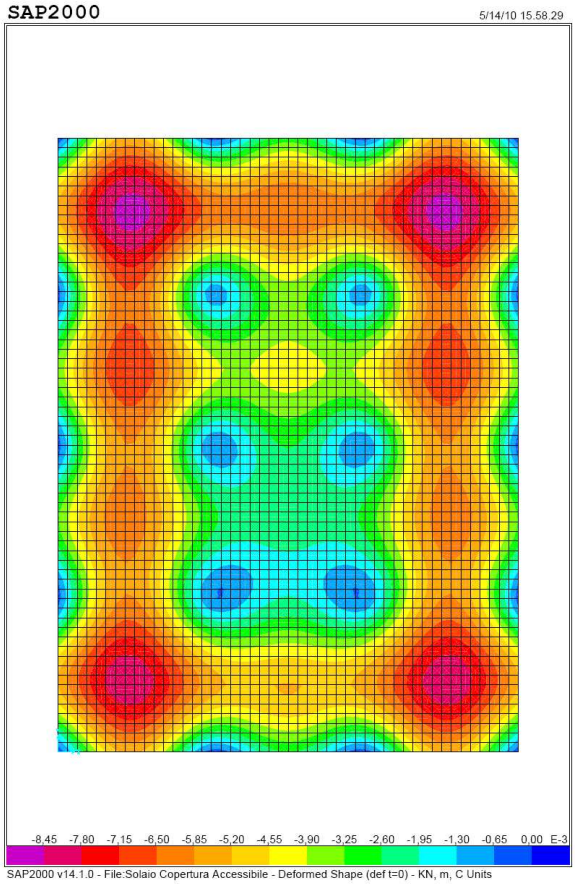


Figura 82 deformazione istantanea

Deformazione istantanea per peso proprio = 5,0mm
Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 3,5mm
Deformazione a tempo infinito=8,5 x 3= 25,5mm
Deformazione per carichi variabili= 3,6mm
Deformazione differenziale a tempo infinito = 25,5+3,6-5=24,1<L/400=27mm
Con L=1074cm pari alla luce della campata in diagonale.

VERIFICHE DI RESISTENZA

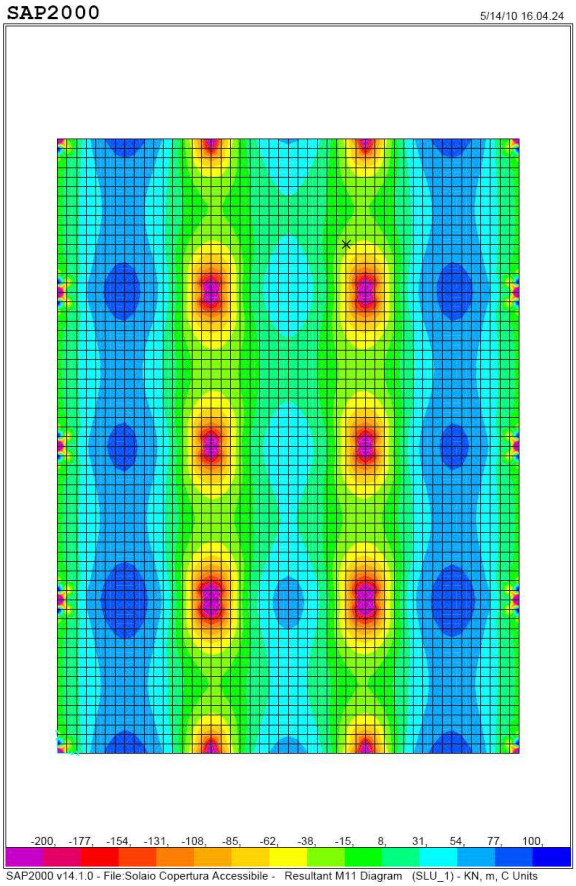


Figura 83 momento M11 SLU

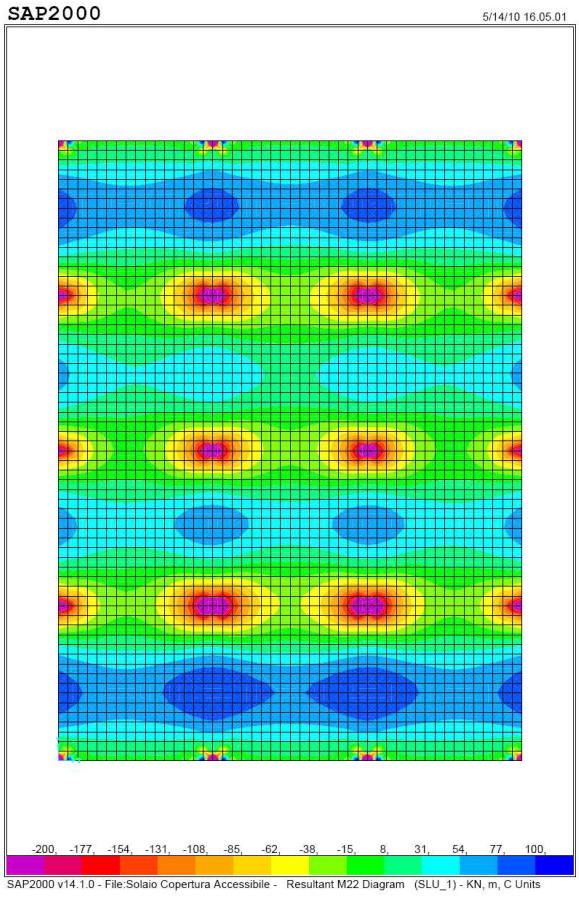


Figura 84 momento M22 SLU

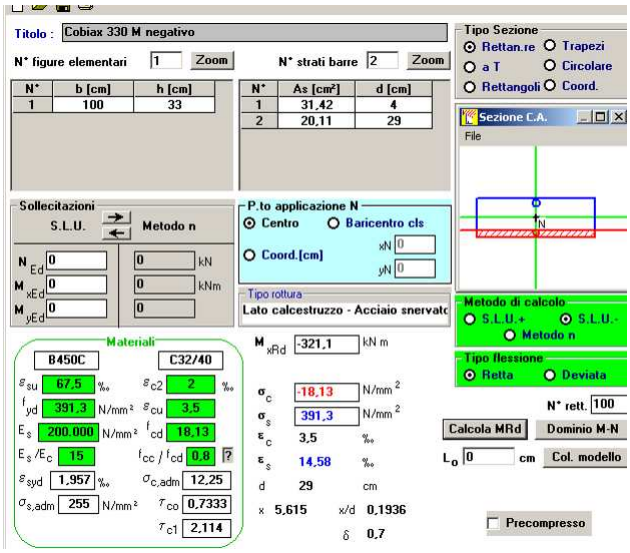


Figura 85 momento resistente negativo

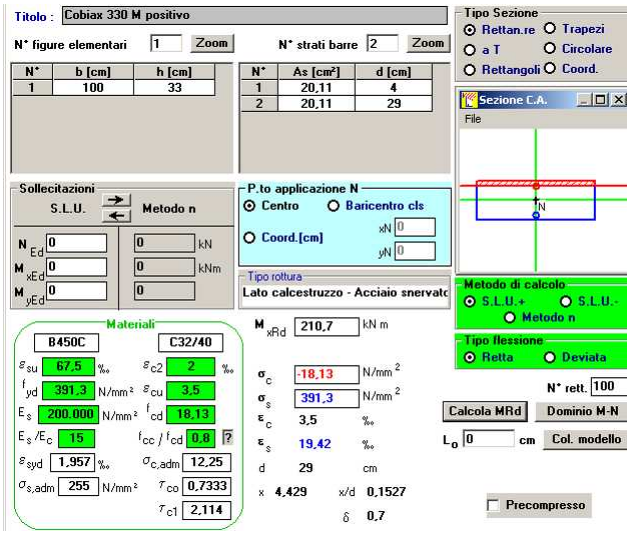


Figura 86 momento resistente positivo

9.3.4.10 SOLAIO COPERTURA PARCHEGGIO NORD ACCESSIBILE MEZZI VIGILI DEL FUOCO CARICO VARIABILE MASSIMO 40kN/MQ

Si riportano le verifiche del solaio di copertura della’autorimessa disposta nel blocco nord

Soletta piena di spessore 50cm

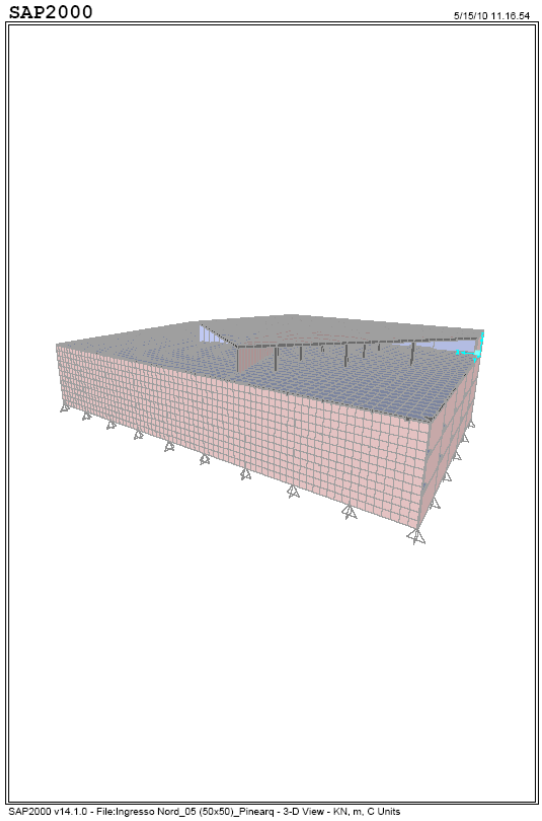


Figura 87 solaio vista indeformata

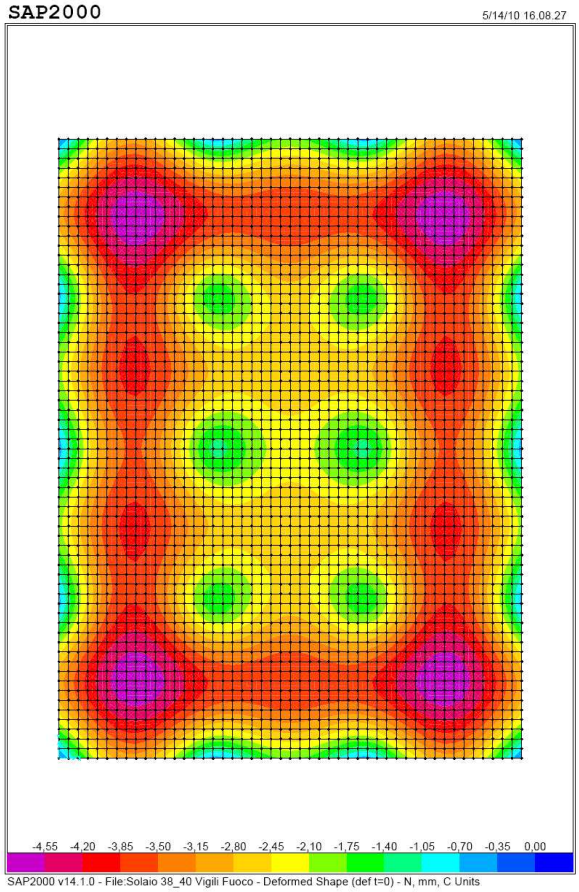


Figura 88 deformata istantanea

Deformazione istantanea per peso proprio = 4,6mm

Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 1,1mm

Deformazione a tempo infinito=4,6 x 3= 13,8mm

Deformazione per carichi variabili= 11mm

Deformazione differenziale a tempo infinito = 13,8+11-3,5=21,3<L/400=27mm

Con L=1074cm pari alla luce della campata in diagonale.

VERIFICHE DI RESISTENZA

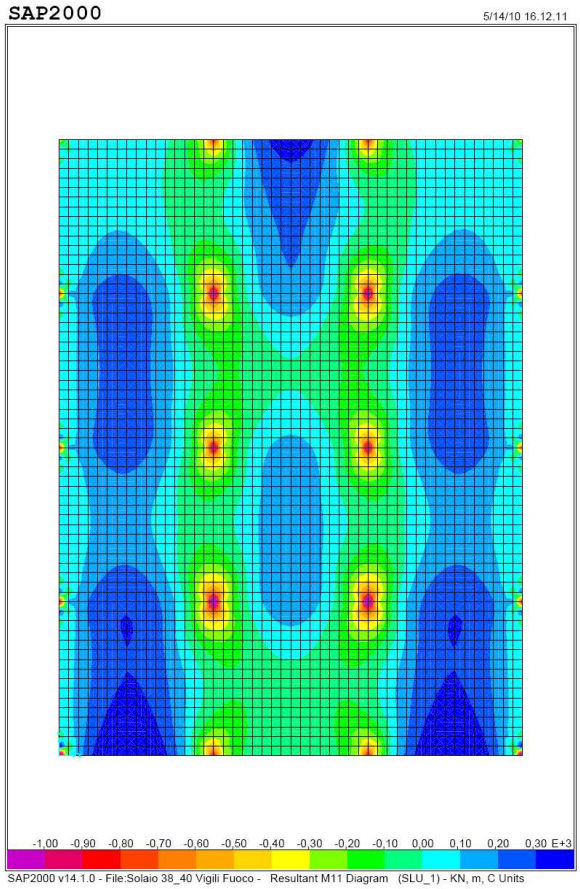


Figura 89 momento M11 SLU

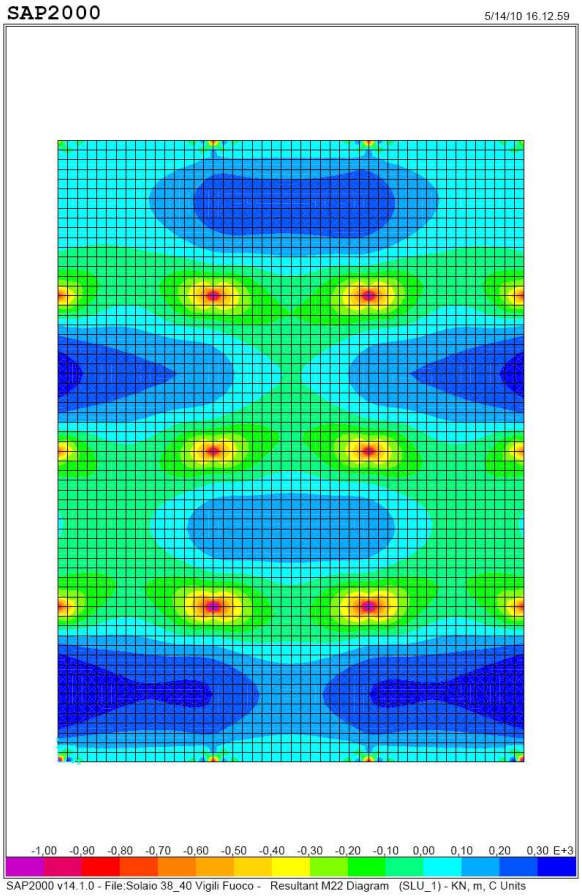


Figura 90 momento M22 SLU

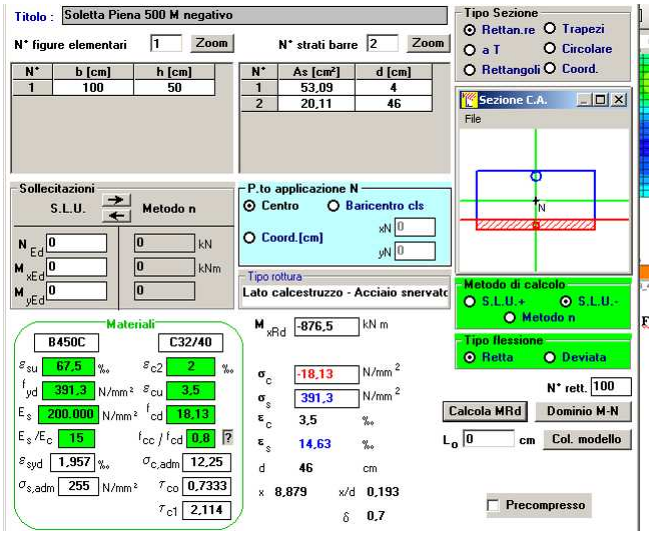


Figura 91 momento resistente negativo

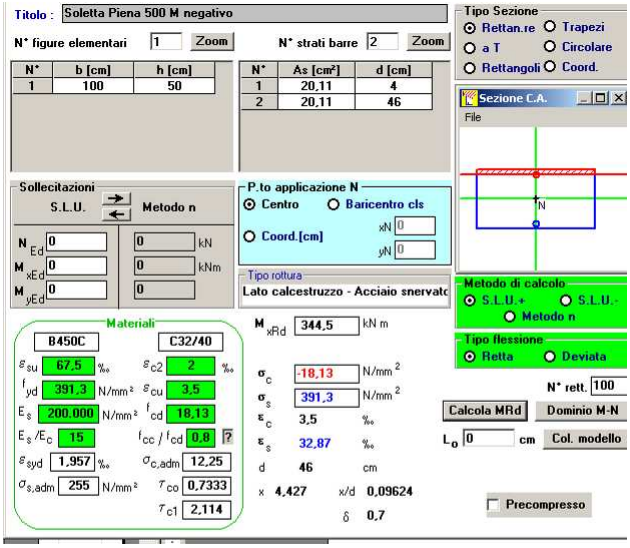


Figura 92 momento resistente positivo

VERIFICA PUNZONAMENTO

VERIFICA PUNZONAMENTO EUROCODICE 2 par. 6.4

Nel seguente calcolo si determina: *1) necessità di armatura nel perimetro U_1*
2) necessità di armatura in U_0
3) perimetro oltre il quale non serve armatura

Inserire i valori nelle caselle gialle

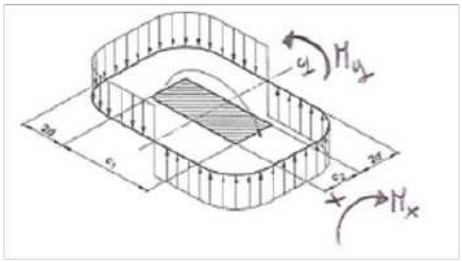
METODO DEL COEFFICIENTE β TABELLARE

Inserire i valori nelle caselle gialle

1. Combinazioni di carico agli S.L.U.

Vsd(kN)	Msd,y(kNm)	Msd,x(kNm)
4600	308	211

2. Caratteristiche Materiali



Dati [N/mm2; mm]	
Rck=	40
ftk=	540
fyk=	380
fck=	33,2
α=	0,85
f_{cd}=	17,64
e_{cu}=	0,0035
f_{yd}=	330,43
E_s=	206000
e_{su}=	0,01
γc	1,5

3. Caratteristiche Sezione Piastra

larghezza pilastro o impronta del carico lungo Y	C2	400	
larghezza pilastro o impronta del carico lungo X	C1	1100	
	bx	3100	
	by	2400	
altezza utile della piastra	d=	500	
copriferro della piastra	d'=	40	
larghezza perimetro U_1	2d=	1000	mm
perimetro di controllo U_1 o successivi	U_1	10000	mm
	Au	7440000	mm^2
Carico agente all'interno di Au: aumenta la rex del sistema	σ_r=	0	kN/m^2
Peso Piastra all'interno di Au		100	kN
Singolo ferro Long lungo Y		531	mm^2
Singolo ferro Long lungo X		531	mm^2
Interasse ferri lungo Y		100	mm

Figura 93 verifica punzonamento pag. 1

Interasse ferri lungo X		100 mm
Perc. Armatura Tesa lungo Y		0,01062
Perc. Armatura Tesa lungo X		0,01062
Perc. Armatura Tesa Media		0,01062
	K	1,63

4. Calcolo Tensione di Punzonamento

Sollecitazione di Punzonamento: tolgo la pressione nell'area caricata e aggiungo il peso piastra (EC2 6.48) — Ved,red — 4700 kN

Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per My	k	0,45
Coefficiente k (EC2 prospetto 6,1) per Mx	k	0,45

prospetto 6.1 **Valori di *k* per aree caricate rettangolari**

c_1/c_2	≤0,5	1,0	2,0	≥3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

4.1 Determinazione Coefficiente β

eccentricità su Y da momento attorno a X — ey — 46 mm

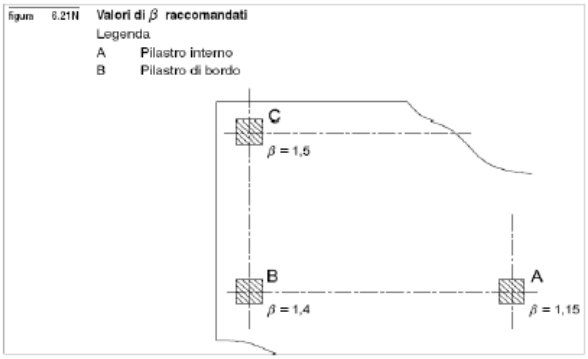
eccentricità su Z da momento attorno a Y — ex — 67 mm

Metodo valido se:

1) stabilità trasversale non dipende dal comportamento a TELAIO di PIASTRA-PILASTRI

2) luci diverse per meno del 25%

figura 6.21N **Valori di β raccomandati**
Legenda
A Pilastro interno
B Pilastro di bordo



scelta posizione del pilastro — **pilastro interno**

β — **1,15**

Tensione di Punzonamento (EC2 6.38) — $v_{ed,red}$ — 1,06 N/mm²

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed}}{U_1 d}$$

5. Calcolo Resistenza del Solo Calcestruzzo

resistenza del solo calcestruzzo — $v_{rd,c}$ — 0,64 N/mm²

resistenza minima da considerare sempre — V_{min} — 0,42 N/mm²

$$v_{rd,cs} = 0.18 / \gamma_c k (100 \rho f_{ck})^{1/3}$$

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

v_{rd} — 0,64 N/mm²

NO

FS — 0,61

serve armatura a punzonamento

Figura 94 verifica punzonamento pag. 2

6. Perimetro lungo il quale non serve più armatura a taglio (EC2 6.4.5 (4))

$U_{out,ref}$ 16471 mm

7. Progetto Armatura Punzonamento

angolo tra l'armatura e il piano della piastra	α	90	1,57
passo trasversale massimo s_t <1,5d	s_t	750	mm
passo longitudinale massimo s_l < 0,75d(1+cotg α)	s_r	375	mm
distanza minima del primo perimetro di armatura dal pilastro a_l >0,3d	a_1	250	mm
dist. max dell'ultimo perimetro di armatura dal perimetro Uout: b_u <1,5d	b_u	750	mm
	k'	4,29	
dist tra il pilastro e Uout	k'd	2145	mm
distanza min dell'ultima fila di ferri dal pilastro a_u=(k'-1,5)d	a_u	1395	mm
distanza tra la prima e l'ultima fila di ferri b=a_u - a_l	b	1145	mm
numero minimo di perimetri di ferri n		5	

$$n = \max\left(1 + \frac{a_u - a_1}{s_{r,max}}; \frac{a_u}{s_{rd}}\right)$$

resistenza efficace armatura	$f_{ywd,ef}$	330	Mpa

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d < f_{ywd}$$

7.1 Minimo quantitativo di Armatura a taglio (EC2 6.52)		12	mm^2/mm

$$\frac{A_{sw}}{s_r} \geq \left(v_{ed} - 0.75 v_{rd,c}\right) \frac{1}{1.5 d f_{yd} \frac{1}{U_1 d} sen\,\alpha}$$

Pertanto si assumono i seguenti parametri:

passo radiale armatura sul perimetro attrono al pilastro	s_{rd}	300	mm
		passo max rispettato	
passo trasversale armatura sulla prima fila attorno al pilastro	s_{td}	400	mm
		passo max rispettato	
area di un braccio di armatura	A_{swd}	113	mm^2
armatura minima di ogni braccio (EC2 par. 9,11)	$A_{sw,min}$	97	mm^2
		area minima singolo braccio rispettata	
armatura minima totale $A_{sw,min}$ =(A_{sw} /s_r)$_{min}$ x s_{rd}	$A_{sw,min}$	3488	mm^2
bracci minimi per ogni fila	n	31	
bracci disposti per ogni fila	n_d	35	
area disposta su di un perimetro		3955	mm^2

7.2 Verifica Armatura di Punzonamento (EC2 6.52)

$$v_{rd,cs} = 0.75 v_{rd,c} + 1.5(d/s) A_{sw} f_{ywdef} * (1/U_1 d) \sin\alpha$$

$v_{rd,cs}$	**1,14**	N/mm^2
FS	1,07	

verifica soddisfatta con armatura

Figura 95 verifica punzonamento pag. 3

7. Verifica Taglio-Punzonamento perimetro U0 all'attacco del pilastro (EC2 6.4.5 (3))

All'attaco con il pilastro la resistenza a taglio è quella tipica di carichi concentrati applicati vicino agli appoggi

perimetro all'attacco del pilastro

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{ed}}{U_0 d} < v_{rd,\max} = 0.5 f_{cd} \nu$$

coefficiente riduttivo per considerare la fessurazione

$$\nu = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

U_0	3000	mm
β	1,15	
$v_{ed,red}$	3,53	N/mm²
ν	0,8672	
$v_{rd,max}$	4,59	N/mm²
FS	**1,30**	

OK: non serve armatura all'attaco del pilastro

Figura 96 verifica punzonamento pag. 4

9.3.4.11 SOLAIO COPERTURA INGRESSO NORD CARICO VARIABILE MASSIMO 4kN/MQ

Si riportano le verifiche del solaio di copertura dell'ingresso nord. Il carico variabile di 4kN/mq non si considera sull'estremità dello sbalzo come indicato nelle piante dei carichi

Soletta alleggerita con elementi cobiax dalle seguenti caratteristiche:

H=500mm altezza solaio

d=315mm diametro alleggerimento

p=8.9kN/mq

kp=0,72 rapporto in peso rispetto a soletta piena di pari spessore

kj=0,90 rapporto di inerzia rispetto a soletta piena di pari spessore

kv=0,70 rapporto di resistenza a taglio rispetto a soletta piena di pari spessore

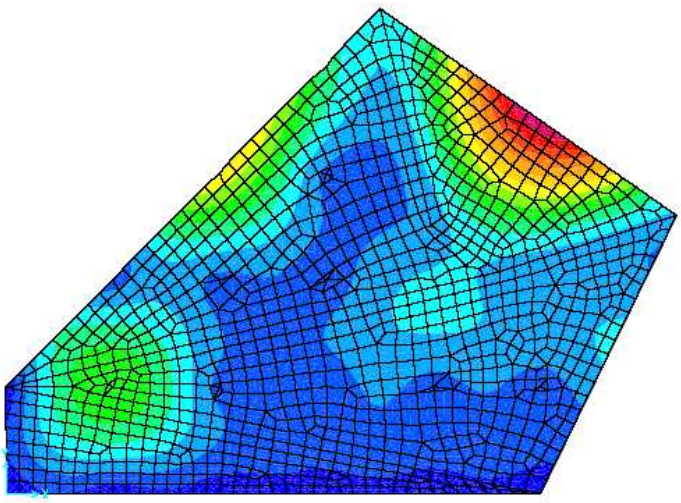


Figura 97 deformata istantanea

Deformata sullo sbalzo di L=10m

Deformazione istantanea per peso proprio = 24mm
Deformazione istantanea per carichi permanenti non strutturali = 6,8mm

Deformazione a tempo infinito=30,8 x 3= 92mm
Deformazione per carichi variabili= 4,4mm
Deformazione differenziale a tempo infinito = 92+4,4-24=72,4>2L/400=50mm
Applico una contro monta di 24mm pari alla deformazione per peso proprio
Deformazione differenziale a tempo infinito = 68+4,4-24=48,4>2L/400=50mm

9.3.5 VERIFICHE DI RISPOSTA VIBRAZIONALE SUI SOLAI

Nella tabella seguente si riportano i valori dei fattori di risposta dinamico per i solai con le diverse destinazioni d'uso.
Per ulteriori dettagli in merito ai requisiti vibrazionali dei solai si veda l'Allegato 1.

Tabella 7 fattore di risposta dinamico

	RF Diurno	RF Notturno
Diagnostica per Immagini (Cobiax H=460)	0,5	
Degenze (Cobiax H=370)	3,1	1,4
Blocco Operatorio (Cobiax H=470)	0,5	

9.4 DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE

Data l'irregolarità della struttura, questa è stata suddivisa in cinque corpi di fabbrica mediante giunti sismici al fine di favorirne un comportamento regolare a partire da quota 25 m compresa. Alle quote inferiori non si è predisposto il giunto in modo da poter sfruttare l'effetto scatolare dei piani interrati, ottenendo l'autoequilibrio delle spinte del terreno agenti a tempo infinito sulla struttura. I giunti sono stati dimensionati tenendo conto del massimo spostamento in condizione sismica nella combinazione di SLV. Gli spostamenti sono stati valutati per due corpi contigui. Considerando i corpi di fabbrica in perfetta opposizione di fase si è assunto lo spostamento, pari alla somma degli spostamenti massimi alla stessa quota.
Lungo il giunto sismico, in corrispondenza dei pilastri, la soletta poggia su mensole mediante appoggi elastomerici in grado di garantire lo scorrimento relativo, tra mensola e soletta, sia a causa delle azioni termiche sia in caso di sisma per evitare il martellamento tra i vari corpi in cui è diviso l'edificio. La continuità di finitura tra le diverse solette viene garantito tramite l'installazione di giunti di dilatazione.

9.4.1 DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Gli appoggi elastomerici armati scelti per il presente progetto sono costituiti da strati di neoprene e acciaio, con fori di ancoraggio. Tutte le parti in acciaio devono essere adeguatamente protette contro la corrosione.
Il dimensionamento degli appoggi è svolto con metodo tabellare in funzione dello spostamento massimo richiesto e del carico massimo verticale richiesto.

L'escursione necessaria dei giunti è stata calcolata tramite le seguenti relazioni *[7.3.3.3 - NTC 2008]*:

$$d_e = \pm u_d d_{Ee}$$

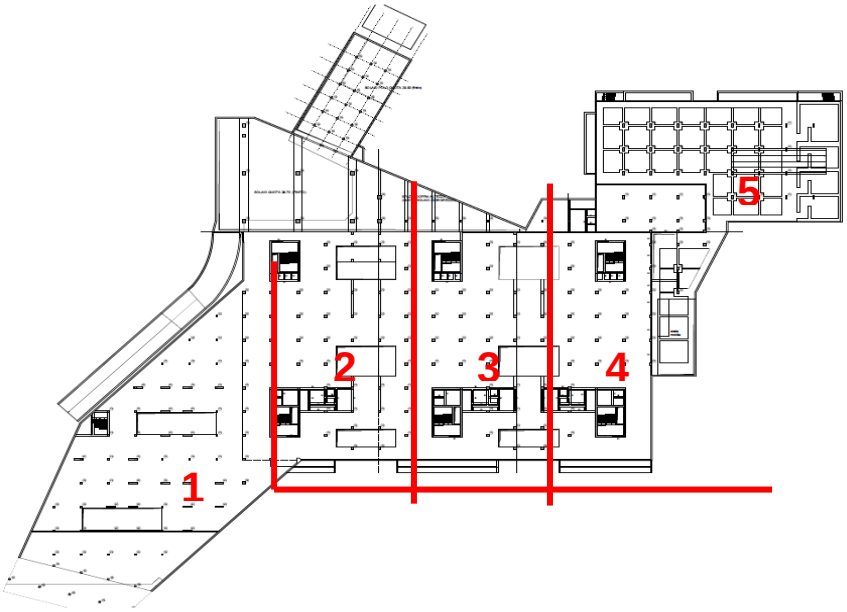
$$u_d = q \quad se\ T_1 \geq T_c$$

$$u_d = 1 + \frac{(q-1)T_c}{T_1} \quad se\ T_1 < T_c$$

d_e è lo spostamento orizzontale determinato tramite analisi spettrale elastica allo SLV.
Dal modello agli elementi finiti si sono determinati i seguenti spostamenti orizzontali d_e:

		d_e	
Direzione Sisma	**Blocco**	**Ux [mm]**	**Uy [mm]**
Sisma X + 0.3 Sisma Y	Corpo CENTRALE	13,7	5,7
	Corpo CENTRALE-OVEST	14	7
Sisma Y + 0.3 Sisma X	Corpo CENTRALE	4	11,8
	Corpo CENTRALE-OVEST	6	10

La figura seguente mostra la posizione dei giunti sismici a partire dalla quota 25 m e la suddivisione dell'edificio nei cinque corpi di fabbrica.



LEGENDA:
1 – Corpo OVEST
2 – Corpo CENTRALE-OVEST
3 – Corpo CENTRALE
4 – Corpo CENTRALE-EST
5 – Corpo EST

Nel caso in esame lo spostamento massimo richiesto è di ±50 mm. Di seguito è riportata la tabella utilizzata.

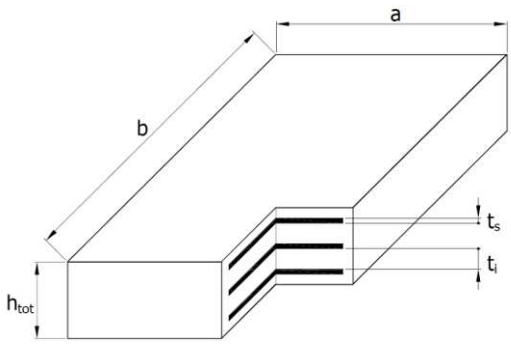


Figura 98 dispositivi di appoggio

Legenda:		**Legend:**	
a	larghezza (dimensione minore)	**a**	overall width of bearing (shorter dimension)
b	lunghezza (dimensione maggiore)	**b**	overall length of bearing (longer dimension)
$\mathbf{h_{tot}}$	altezza totale	$\mathbf{h_{tot}}$	total height
$\mathbf{t_s}$	spessore lamierini interni	$\mathbf{t_s}$	thickness of steel reinforcing plates
$\mathbf{t_i}$	spessore singolo strato in elastomero	$\mathbf{t_i}$	thickness of an individual elastomer layer
n	numero strati in elastomero interni	**n**	number of elastomer layers
$\mathbf{K_o}$	rigidezza orizzontale	$\mathbf{K_o}$	shear stiffness
Vol	volume	**Vol**	volume
W	peso	**W**	weight
$\mathbf{v_x}$	spostamento massimo orizzontale in direzione della dimensione **a**	$\mathbf{v_x}$	maximum horizontal relative displacement in direction of dimension **a**
$\mathbf{F_{z\ ULS}}$	carico massimo verticale	$\mathbf{F_{z\ ULS}}$	maximum vertical load

I carichi verticali agenti sono stati valutati, a favore di sicurezza, allo Stato Limite Ultimo moltiplicando il carico distribuito allo SLU della soletta per l'area d'influenza dell'appoggio.

Portata Solaio	3 kN/m^2	10 kN/m^2
Carico Appoggio	583 kN	887 kN

Si è assunto un appoggio Tipo NEOARM 300/400/72.

CARATTERISTICHE - CHARACTERISTICS								
Dimensioni Dimensions	Altezza Height	Lamierini Steel reinf. Plates	Elastomero Elastomer		Rigidezza orizzontale Shear stiffness	Volume Volume	Peso Weight	Codice appoggio Bearing code
a x b mm	h_{tot} mm	t_s mm	t_i mm	n n	K_o kN/mm	Vol dm³	W kg	NEOARM
250 x 500	31	2	6	3	4,89	3,9	11	250 x 500 x 31
	39			4	3,88	4,9	13	250 x 500 x 39
	47			5	3,21	5,9	16	250 x 500 x 47
	55			6	2,74	6,9	19	250 x 500 x 55
300 x 400	41	3	8	3	3,72	4,9	15	300 x 400 x 41
	52			4	2,92	6,2	18	300 x 400 x 52
	63			5	2,40	7,6	22	300 x 400 x 63
	74			6	2,04	8,9	26	300 x 400 x 74
300 x 500	41	3	8	3	4,66	6,2	18	300 x 500 x 41
	52			4	3,65	7,8	23	300 x 500 x 52
	63			5	3,00	9,5	28	300 x 500 x 63
	74			6	2,55	11,1	33	300 x 500 x 74
300 x 600	41	3	8	3	5,59	7,4	22	300 x 600 x 41
	52			4	4,38	9,4	28	300 x 600 x 52
	63			5	3,60	11,3	33	300 x 600 x 63
	74			6	3,06	13,3	39	300 x 600 x 74
350 x 450	41	3	8	3	4,89	6,5	19	350 x 450 x 41
	52			4	3,83	8,2	24	350 x 450 x 52
	63			5	3,15	9,9	29	350 x 450 x 63
	74			6	2,67	11,7	34	350 x 450 x 74
350 x 500	41	3	8	3	5,43	7,2	22	350 x 500 x 41
	52			4	4,26	9,1	27	350 x 500 x 52
	63			5	3,50	11,0	33	350 x 500 x 63
	74			6	2,97	13,0	38	350 x 500 x 74
350 x 600	41	3	8	3	6,52	8,6	26	350 x 600 x 41
	52			4	5,11	10,9	33	350 x 600 x 52
	63			5	4,20	13,2	39	350 x 600 x 63
	74			6	3,57	15,5	46	350 x 600 x 74
400 x 500	52	3	8	4	4,86	10,4	31	400 x 500 x 52
	63			5	4,00	12,6	37	400 x 500 x 63
	74			6	3,40	14,8	44	400 x 500 x 74
	85			7	2,95	17,0	50	400 x 500 x 85
400 x 600	52	3	8	4	5,84	12,5	37	400 x 600 x 52
	63			5	4,80	15,1	45	400 x 600 x 63
	74			6	4,08	17,8	53	400 x 600 x 74
	85			7	3,54	20,4	60	400 x 600 x 85
400 x 700	52	3	8	4	6,81	14,6	44	400 x 700 x 52
	63			5	5,60	17,6	53	400 x 700 x 63
	74			6	4,75	20,7	62	400 x 700 x 74
	85			7	4,13	23,8	71	400 x 700 x 85
	96			8	3,65	26,9	80	400 x 700 x 96

Figura 99 tabella predimensionamento giunti pag. 1

CARICO MASSIMO VERTICALE - MAXIMUM VERTICAL LOAD											
v_x (± *mm*)											
0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
$F_{z\ ULS}$ *kN*											
3900	3635	3375	3125	2885							
3900	3815	3730	3645	3505							
3900	3815	3730	3645	3560	3390						
3900	3815	3730	3645	3560	3390	3220					
3185	3020	2860	2700	2545							
3515	3365	3220	3080	2940	2675						
3710	3575	3440	3310	3180	2930	2690					
3395	3335	3275	3215	3155	3030	2880	2660				
4415	4185	3965	3745	3530							
4870	4665	4465	4270	4075	3705						
5145	4955	4770	4590	4410	4065	3730					
4705	4620	4535	4455	4370	4200	3990	3685				
5700	5405	5115	4830	4555							
6285	6020	5760	5510	5260	4780						
6450	6335	6155	5920	5690	5245	4815					
6075	5965	5855	5745	5640	5420	5145	4755				
4135	3905	3675	3455	3240							
4840	4635	4430	4235	4040	3665						
5260	5075	4890	4705	4530	4180	3845					
5545	5365	5195	5025	4855	4530	4210	3910				
4835	4565	4300	4040	3790							
5660	5420	5180	4950	4725	4285						
6150	5930	5715	5505	5295	4890	4500					
6290	6195	6075	5875	5675	5295	4925	4570				
6285	5930	5590	5255	4925							
7355	7040	6735	6435	6140	5575						
7600	7485	7370	7150	6880	6355	5845					
7600	7485	7370	7255	7140	6880	6400	5940				
6060	5790	5520	5255	5000	4500						
6880	6630	6385	6145	5905	5445	5000					
7245	7150	6965	6735	6515	6080	5665	5260				
7245	7150	7055	6960	6865	6540	6140	5755				
7930	7570	7220	6875	6540	5885						
8755	8640	8350	8035	7725	7125	6540					
8755	8640	8525	8410	8295	7955	7410	6880				
8755	8640	8525	8410	8295	8065	7830	7525				
9870	9425	8990	8560	8140	7325						
10265	10130	9995	9860	9620	8870	8145					
10265	10130	9995	9860	9725	9455	9185	8565				
10265	10130	9995	9860	9725	9455	9185	8915				
10265	10130	9995	9860	9725	9455	9185	8915				

Figura 100 tabella predimensionamento giunti pag. 2

9.4.2 GIUNTO SISMICO

Il giunto sismico da predisporre in pavimentazione, uguale ad ogni piano, al fine di evitare il martellamento tra i vari corpi ha quindi un'escursione di ±50 mm. Il giunto da predisporre, scelto tra quelli disponibili sul catalogo del costruttore, è il tipo FSC 100 riportato nella figura seguente.

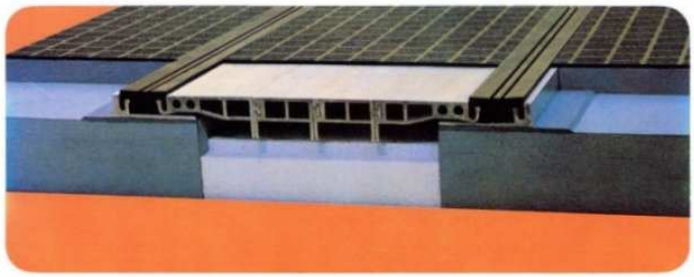


Figura 101 giunto di dilatazione immagine 1

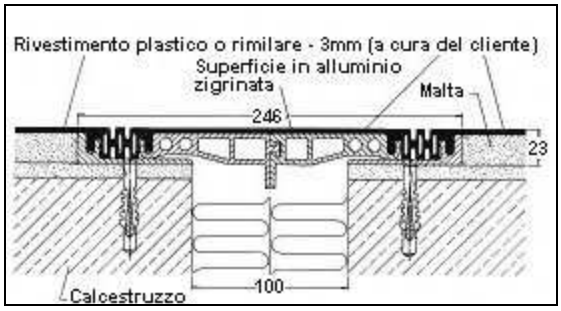


Figura 102 giunto di dilatazione sismico immagine 2

9.4.3 MENSOLE TOZZE

Le mensole risultano tozze per cui si è utilizzato un modello di calcolo puntone-tirante secondo quanto indicano nell'EC2 al paragrafo 6.5 e nell'appendice J.3. Il traliccio assunto è riportato nella figura seguente:

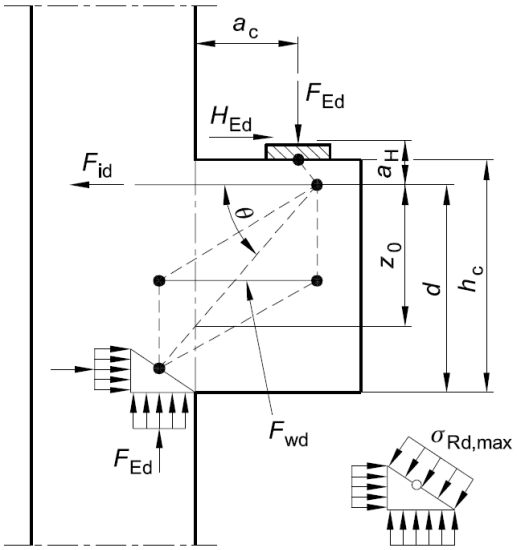


Figura 103 modello tirante-puntone

Il modello è applicabile nel caso in cui l’inclinazione del puntone compresso porti ad avere $1 \leq \tan\theta \leq 2.5$

La normativa considera due differenti casi:

$a_c < 0.5 \cdot h_c$

$a_c > 0.5 \cdot h_c$

con

a_c distanza tra l'asse di carico e il lembo interno del pilastro;

h_c altezza della mensola.

Nel primo caso si devono predisporre staffe orizzontali in aggiunta all'armatura principale, mentre nel secondo caso si devono predisporre staffe verticali solo nel caso in cui non siano soddisfatte le due seguenti condizioni:

$F_{Ed} < V_{Rd,c}$ *[p.to 6.5 - EC2]*

$F_{Ed} < 0.5\, b_w d v f_{cd}$ *[p.to 6.2.2(6) - EC2]*

In favore di sicurezza, il carico agente sulla mensola tozza allo Stato Limite Ultimo è stato valutato moltiplicando il carico distribuito allo SLU della soletta per l'area d'influenza della mensola.

Nel seguito sono riportati i dati riassuntivi dei calcoli svolti per i seguenti casi:

- Pilastro 50x50 in corrispondenza del solaio con carico 3 kN/m^2;
- Pilastro 50x50 in corrispondenza del solaio con carico 10 kN/m^2;
- Pilastro 80x80 in corrispondenza del solaio con carico 3 kN/m^2;
- Pilastro 80x80 in corrispondenza del solaio con carico 10 kN/m^2.

PILASTRO 50X50 – PORTATA SOLAIO 3 kN/m^2

D'APPOLONIA	Project: 09-280	Number: 0	Sheet No: 1/2
	Area of Project: Mensola su Pilastro 50x50		Revision: Rev.0
	Element Description: Portata Solaio 3kN/mq		Prepared by / date: FR
			Checked by / date: MLC

1. MATERIALI

1.1. Calcestruzzo *[Rif.]*

Resistenza caratteristica cubica cls	R_{ck}	45	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85	[-]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	37,4	[MPa]
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	21,17	[MPa]

1.3. Acciaio da Armatura Ordinaria *[Rif.]*

Tensione di rottura	f_t	540	[MPa]
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]
$k = f_t/f_{yk}$	k	1,2	[-]
Tensione a rottura di progetto	f_{td}	470	[MPa]
Tensione a snervamento di progetto	f_{yd}	391	[MPa]
Tipo di nodo: 0		1	
	v	0,5	[-]
	v'	0,83	[-]
	k_1	1	[-]
	k_2	0,85	[-]
	k_3	0,75	[-]
Nodo compresso	$\sigma_{1Rd,max}$	17,64	[MPa]
Nodo compresso-teso con armatura in una direzione	$\sigma_{2Rd,max}$	14,99	[MPa]
Nodo compresso-teso con armatura in due direzioni	$\sigma_{3Rd,max}$	13,23	[MPa]

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Larghezza pilastro superiore	$l_{p,s}$	500	[mm]
Larghezza pilastro inferiore	$l_{p,i}$	500	[mm]
Altezza mensola	h_c	500	[mm]
Sbalzo mensola	b_{sbalzo}	400	[mm]
Profondità della mensola	b_w	500	[mm]
Distanza forza applicata dal filo interno del pilastro	a_c	230	[mm]
Larghezza piastra di carico	$l_{piastra}$	300	[mm]
Profondità piastra di carico	$b_{piastra}$	400	[mm]

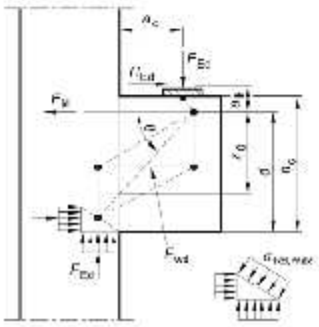


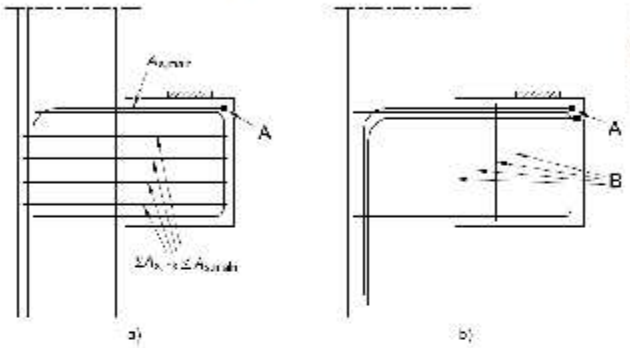
Figura 104 mensole tozze pag. 1

D'APPOLONIA	Project: 09-280	Number: 0	Sheet No: 2/2
	Area of Project: Mensola su Pilastro 50x50		Revision: Rev.0
	Element Description: Portata Solaio 3kN/mq		Prepared by / date: FR
			Checked by / date: MLC

3. MODELLO TIRANTE - PUNTONE

a_c/h_c 0,46 [-]

Tipo di staffe da aggiungere alle armature di trazione principali:
Disporre staffe chiuse orizzontali - Fig. a)



LEGENDA:
A - Dispositivi di ancoraggio o cappi
B - Staffe
a) Armatura per $a_c \le h_c$
b) Armatura per $a_c \ge h_c$

Carico verticale	F_{Ed}	583000 [N]	
Copriferro superiore		40 [mm]	
3.1. Calcolo dello sforzo di trazione nell'armatura principale *[Rif.]*			
Forza di trazione	F_t	416741 [N]	
3.2. Verifica del nodo 1 *[Rif.]*			
Tensione di compressione	σ	4,53 [MPa]	$< \sigma_{2Rd,max}$
3.3. Progetto dell'armatura principale superiore *[Rif.]*			
Diametro armatura principale superiore	ϕ_s	16 [mm]	
Numero ferri armatura principale superiore	n_{bs}	8 [-]	
Area totale armatura principale superiore	$A_{s,tot}$	1608 [mm^2]	
3.4. Progetto dell'armatura secondaria *[Rif.]*			
	F_{wd}	170327 [N]	
Diametro armatura secondaria	ϕ_s	12 [mm]	
Numero ferri armatura secondaria	n_{bs}	3 [-]	
Numero bracci staffe	n_{bracci}	2 [-]	
Area totale armatura secondaria	$A_{s,tot}$	679 [mm^2]	
3.5. Verifica del nodo 2 sotto la piastra di carico *[Rif.]*			
Tensione di compressione	σ	4,86 [MPa]	$< \sigma_{2Rd,max}$

Figura 105 mensole tozze pag. 2

PILASTRO 50X50 – PORTATA SOLAIO 10 kN/m^2

D'APPOLONIA

Project	Number	Sheet No
09-280	0	1/2
Area of Project: Mensola su Pilastro 50x50		Revision: Rev.0
Element Description: Portata Solaio 10kN/mq		Prepared by / date: FR
		Checked by / date: MLC

1. MATERIALI

1.1. Calcestruzzo *[Rif.]*

Resistenza caratteristica cubica cls	R_{ck}	45	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85	[-]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	37,4	[MPa]
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	21,17	[MPa]

1.3. Acciaio da Armatura Ordinaria *[Rif.]*

Tensione di rottura	f_t	540	[MPa]
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]
$k = f_t/f_{yk}$	k	1,2	[-]
Tensione a rottura di progetto	f_{td}	470	[MPa]
Tensione a snervamento di progetto	f_{yd}	391	[MPa]
Tipo di nodo: 0		1	
	v	0,5	[-]
	v'	0,83	[-]
	k_1	1	[-]
	k_2	0,85	[-]
	k_3	0,75	[-]
Nodo compresso	$\sigma_{3Rd,max}$	17,64	[MPa]
Nodo compresso-teso con armatura in una direzione	$\sigma_{3Rd,max}$	14,99	[MPa]
Nodo compresso-teso con armatura in due direzioni	$\sigma_{3Rd,max}$	13,23	[MPa]

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Larghezza pilastro superiore	$l_{p,s}$	500	[mm]
Larghezza pilastro inferiore	$l_{p,i}$	500	[mm]
Altezza mensola	h_c	500	[mm]
Sbalzo mensola	b_{sbalzo}	400	[mm]
Profondità della mensola	b_w	500	[mm]
Distanza forza applicata dal filo interno del pilastro	a_c	230	[mm]
Larghezza piastra di carico	$l_{piastra}$	300	[mm]
Profondità piastra di carico	$b_{piastra}$	400	[mm]

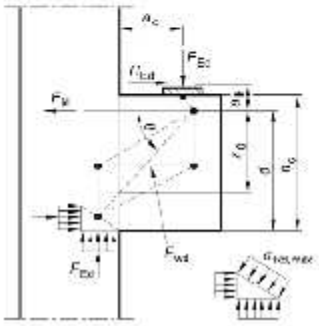


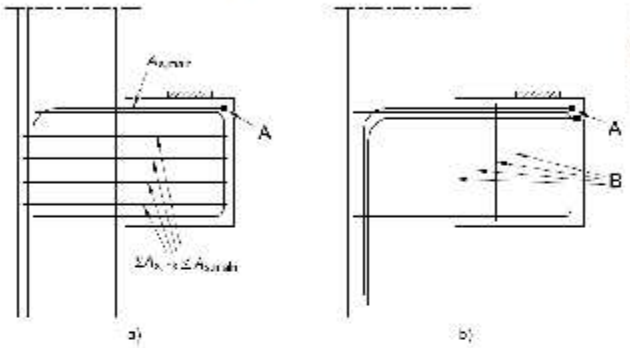
Figura 106 mensole tozze pag. 1

D'APPOLONIA	Project: 09-280	Number: 0	Sheet No: 2/2
	Area of Project: Mensola su Pilastro 50x50		Revision: Rev.0
	Element Description: Portata Solaio 10kN/mq		Prepared by / date: FR
			Checked by / date: MLC

3. MODELLO TIRANTE - PUNTONE

a_c/h_c 0,46 [-]

Tipo di staffe da aggiungere alle armature di trazione principali:
Disporre staffe chiuse orizzontali - Fig. a)



LEGENDA:
A - Dispositivi di ancoraggio o cappi
B - Staffe
a) Armatura per $a_c \le h_c$
b) Armatura per $a_c \ge h_c$

Carico verticale	F_{Ed}	887000 [N]	
Copriferro superiore		40 [mm]	
3.1. Calcolo dello sforzo di trazione nell'armatura principale *[Rif.]*			
Forza di trazione	F_t	675592 [N]	
3.2. Verifica del nodo 1 *[Rif.]*			
Tensione di compressione	σ	7,34 [MPa]	$< \sigma_{2Rd,max}$
3.3. Progetto dell'armatura principale superiore *[Rif.]*			
Diametro armatura principale superiore	ϕ_s	16 [mm]	
Numero ferri armatura principale superiore	n_{bs}	10 [-]	
Area totale armatura principale superiore	$A_{s,tot}$	2011 [mm^2]	
3.4. Progetto dell'armatura secondaria *[Rif.]*			
	F_{wd}	254678 [N]	
Diametro armatura secondaria	ϕ_s	12 [mm]	
Numero ferri armatura secondaria	n_{bs}	4 [-]	
Numero bracci staffe	n_{bracci}	2 [-]	
Area totale armatura secondaria	$A_{s,tot}$	905 [mm^2]	
3.5. Verifica del nodo 2 sotto la piastra di carico *[Rif.]*			
Tensione di compressione	σ	7,39 [MPa]	$< \sigma_{2Rd,max}$

Figura 107 mensole tozze pag. 2

PILASTRO 80x80 – PORTATA SOLAIO 3 kN/m^2

D'APPOLONIA

Project	Number	Sheet No
09-280	0	1/2
Area of Project: Mensola su Pilastro 80x80		Revision: Rev.0
Element Description: Portata Solaio 10kN/mq		Prepared by / date: FR
		Checked by / date: MLC

1. MATERIALI

1.1. Calcestruzzo *[Rif.]*

Resistenza caratteristica cubica cls	R_{ck}	45 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85 [-]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	37,4 [MPa]
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	21,17 [MPa]

1.3. Acciaio da Armatura Ordinaria *[Rif.]*

Tensione di rottura	f_t	540 [MPa]
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	206000 [MPa]
$k = f_t/f_{yk}$	k	1,2 [-]
Tensione a rottura di progetto	f_{td}	470 [MPa]
Tensione a snervamento di progetto	f_{yd}	391 [MPa]
Tipo di nodo: 0		1
	v	0,5 [-]
	v'	0,83 [-]
	k_1	1 [-]
	k_2	0,85 [-]
	k_3	0,75 [-]
Nodo compresso	$\sigma_{3Rd,max}$	17,64 [MPa]
Nodo compresso-teso con armatura in una direzione	$\sigma_{3Rd,max}$	14,99 [MPa]
Nodo compresso-teso con armatura in due direzioni	$\sigma_{3Rd,max}$	13,23 [MPa]

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Larghezza pilastro superiore	$l_{p,s}$	800 [mm]
Larghezza pilastro inferiore	$l_{p,i}$	800 [mm]
Altezza mensola	h_c	500 [mm]
Sbalzo mensola	b_{sbalzo}	400 [mm]
Profondità della mensola	b_w	500 [mm]
Distanza forza applicata dal filo interno del pilastro	a_c	230 [mm]
Larghezza piastra di carico	$l_{piastra}$	300 [mm]
Profondità piastra di carico	$b_{piastra}$	400 [mm]

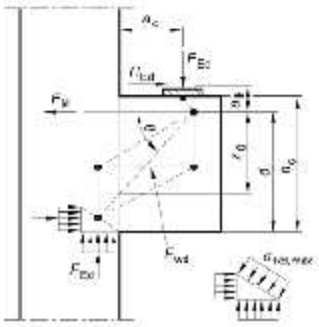


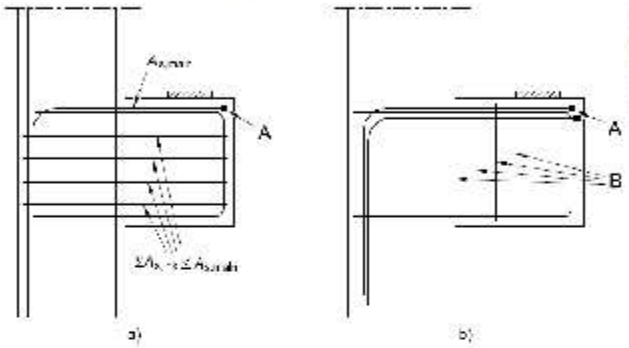
Figura 108 mensole tozze pag. 1

D'APPOLONIA	Project: 09-280	Number: 0	Sheet No: 2/2
	Area of Project: Mensola su Pilastro 80x80		Revision: Rev.0
	Element Description: Portata Solaio 10kN/mq		Prepared by / date: FR
			Checked by / date: MLC

3. MODELLO TIRANTE - PUNTONE

a_c/h_c 0,46 [-]

Tipo di staffe da aggiungere alle armature di trazione principali:
Disporre staffe chiuse orizzontali - Fig. a)



LEGENDA:
A - Dispositivi di ancoraggio o cappi
B - Staffe
a) Armatura per $a_c \le h_c$
b) Armatura per $a_c \ge h_c$

Carico verticale	F_{Ed}	887000 [N]	
Copriferro superiore		40 [mm]	
3.1. Calcolo dello sforzo di trazione nell'armatura principale *[Rif.]*			
Forza di trazione	F_t	630135 [N]	
3.2. Verifica del nodo 1 *[Rif.]*			
Tensione di compressione	σ	6,85 [MPa]	$< \sigma_{2Rd,max}$
3.3. Progetto dell'armatura principale superiore *[Rif.]*			
Diametro armatura principale superiore	ϕ_s	16 [mm]	
Numero ferri armatura principale superiore	n_{bs}	10 [-]	
Area totale armatura principale superiore	$A_{s,tot}$	2011 [mm^2]	
3.4. Progetto dell'armatura secondaria *[Rif.]*			
	F_{wd}	259519 [N]	
Diametro armatura secondaria	ϕ_s	12 [mm]	
Numero ferri armatura secondaria	n_{bs}	4 [-]	
Numero bracci staffe	n_{bracci}	2 [-]	
Area totale armatura secondaria	$A_{s,tot}$	905 [mm^2]	
3.5. Verifica del nodo 2 sotto la piastra di carico *[Rif.]*			
Tensione di compressione	σ	7,39 [MPa]	$< \sigma_{2Rd,max}$

Figura 109 mensole tozze pag. 2

PILASTRO 80x80 – PORTATA SOLAIO 10 kN/m^2

D'APPOLONIA	Project: 09-280	Number: 0	Sheet No: 1/2
	Area of Project: Mensola su Pilastro 80x80		Revision: Rev.0
	Element Description: Portata Solaio 10kN/mq		Prepared by / date: FR
			Checked by / date: MLC

1. MATERIALI

1.1. Calcestruzzo *[Rif.]*

Resistenza caratteristica cubica cls	R_{ck}	45 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85 [-]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	37,4 [MPa]
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	21,17 [MPa]

1.3. Acciaio da Armatura Ordinaria *[Rif.]*

Tensione di rottura	f_t	540 [MPa]
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	206000 [MPa]
$k = f_t/f_{yk}$	k	1,2 [-]
Tensione a rottura di progetto	f_{td}	470 [MPa]
Tensione a snervamento di progetto	f_{yd}	391 [MPa]
Tipo di nodo: 0		1
	v	0,5 [-]
	v'	0,83 [-]
	k_1	1 [-]
	k_2	0,85 [-]
	k_3	0,75 [-]
Nodo compresso	$\sigma_{3Rd,max}$	17,64 [MPa]
Nodo compresso-teso con armatura in una direzione	$\sigma_{3Rd,max}$	14,99 [MPa]
Nodo compresso-teso con armatura in due direzioni	$\sigma_{3Rd,max}$	13,23 [MPa]

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Larghezza pilastro superiore	$l_{p,s}$	800 [mm]
Larghezza pilastro inferiore	$l_{p,i}$	800 [mm]
Altezza mensola	h_c	500 [mm]
Sbalzo mensola	b_{sbalzo}	400 [mm]
Profondità della mensola	b_w	500 [mm]
Distanza forza applicata dal filo interno del pilastro	a_c	230 [mm]
Larghezza piastra di carico	$l_{piastra}$	300 [mm]
Profondità piastra di carico	$b_{piastra}$	400 [mm]

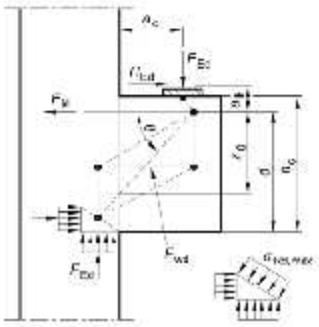


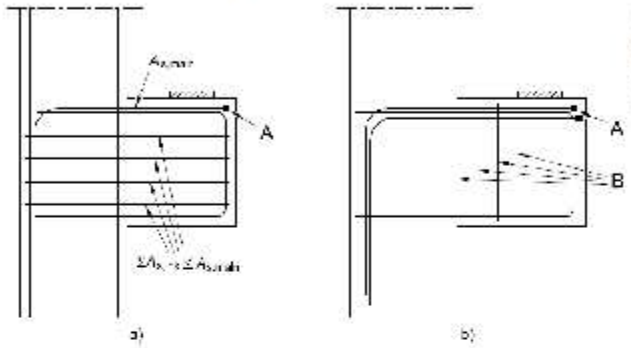
Figura 110 mensole tozze pag. 1

D'APPOLONIA	Project: 09-280	Number: 0	Sheet No: 2/2
	Area of Project: Mensola su Pilastro 80x80		Revision: Rev.0
	Element Description: Portata Solaio 10kN/mq		Prepared by / date: FR
			Checked by / date: MLC

3. MODELLO TIRANTE - PUNTONE

a_c/h_c 0,46 [-]

Tipo di staffe da aggiungere alle armature di trazione principali:
Disporre staffe chiuse orizzontali - Fig. a)



LEGENDA:
A - Dispositivi di ancoraggio o cappi
B - Staffe
a) Armatura per $a_c \le h_c$
b) Armatura per $a_c \ge h_c$

Carico verticale	F_{Ed}	887000 [N]	
Copriferro superiore		40 [mm]	
3.1. Calcolo dello sforzo di trazione nell'armatura principale *[Rif.]*			
Forza di trazione	F_t	630135 [N]	
3.2. Verifica del nodo 1 *[Rif.]*			
Tensione di compressione	σ	6,85 [MPa]	$< \sigma_{1Rd,max}$
3.3. Progetto dell'armatura principale superiore *[Rif.]*			
Diametro armatura principale superiore	ϕ_s	16 [mm]	
Numero ferri armatura principale superiore	n_{ps}	10 [-]	
Area totale armatura principale superiore	$A_{s,tot}$	2011 [mm^2]	
3.4. Progetto dell'armatura secondaria *[Rif.]*			
	F_{wd}	259519 [N]	
Diametro armatura secondaria	ϕ_s	12 [mm]	
Numero ferri armatura secondaria	n_{ps}	4 [-]	
Numero bracci staffe	n_{bracci}	2 [-]	
Area totale armatura secondaria	$A_{s,tot}$	905 [mm^2]	
3.5. Verifica del nodo 2 sotto la piastra di carico *[Rif.]*			
Tensione di compressione	σ	7,39 [MPa]	$< \sigma_{2Rd,max}$

Figura 111 mensole tozze pag. 2

9.4.4 SPOSTAMENTI INTERPIANO

Gli spostamenti di interpiano vengono determinati tramite analisi ad elementi finiti dei diversi blocchi costituenti la struttura.

I limiti di spostamento interpiano ammissibili sono i seguenti (NTC paragrafo 7.3.7.2)

Stato Limite di Danno: □<0,005h=20mm

Stato Limite di Operatività: □<0,0033h=13,2

Nella tabella seguente si riportano i valori degli spostamenti interpiano massimi:

Tabella 8 spostamenti interpiano

	Blocco Centrale	Blocco Centrale Ovest
SLD Sx+0,3Sy	6mm	5mm
SLD Sy+0,3Sx	4mm	5mm
SLO Sy+0,3Sx	4mm	5mm
SLO Sx+0,3Sy	4mm	5mm

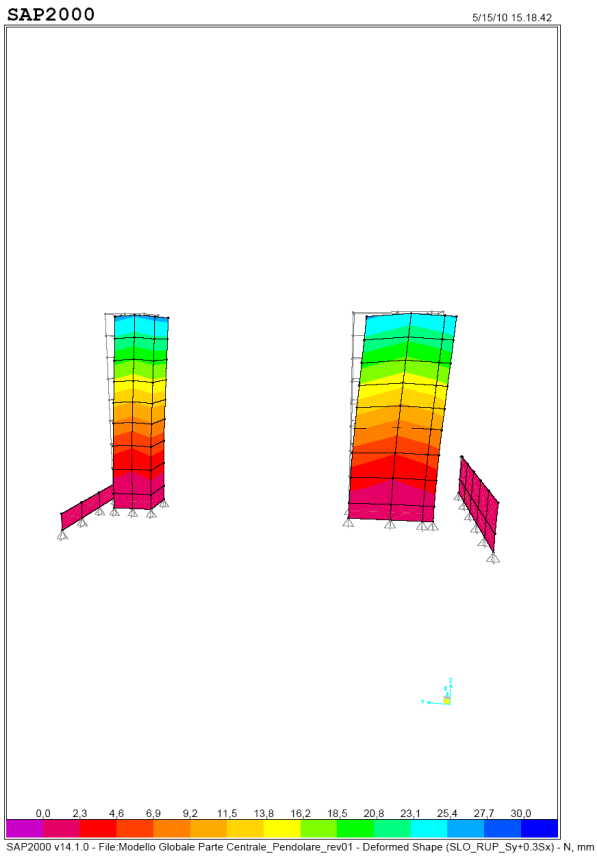


Figura 112 deformata nuclei blocco centrale SLO_Sy+0.3Sx

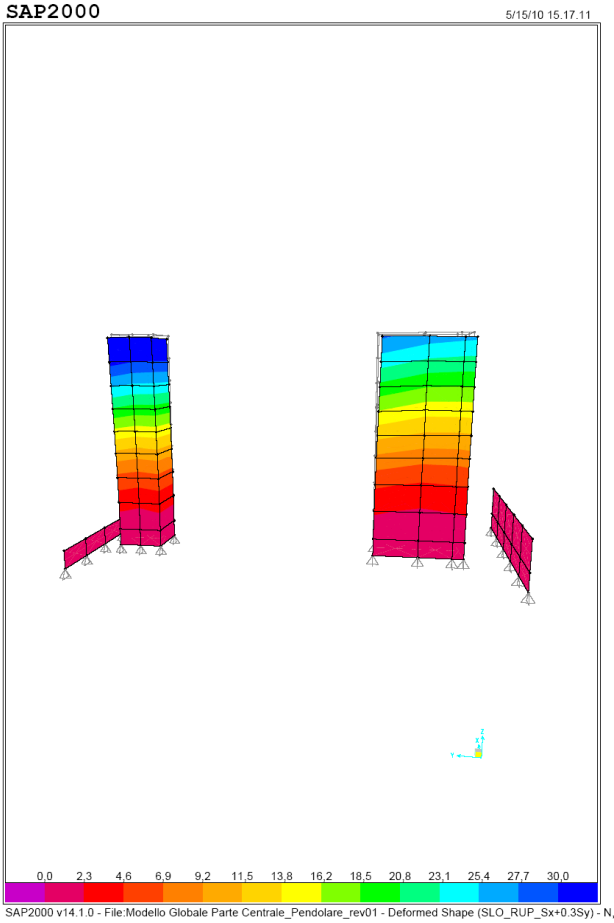


Figura 113 deformata nuclei Blocco Centrale SLO Sx+0.3Sy

10 OPERE DI FONDAZIONE

10.1 DESCRIZIONE OPERE DI FONDAZIONE

Il complesso può considerarsi suddiviso nei seguenti blocchi (Fig 111):

- Blocco Centrale;
- Blocco Centrale-Est;
- Blocco Centrale-Ovest;
- Blocco Carico-Scarico;
- Blocco Parcheggio Nord;
- Blocco Pronto Soccorso.

Le opere di fondazione sono posizionate a tre quote differenti corrispondenti rispettivamente a +23.8 m, +18.8 e 15.8 m sl.m. Nel dettaglio le quote delle fondazioni per i diversi blocchi saranno le seguenti (Fig 112):

- Blocco Centrale a quota 15.95 m s.l.m ;
- Blocco Centrale-Ovest a quota 15.95 m s.l.m
- Blocco Centrale-Est a quota 15.95 m s.l.m
- Blocco Carico-Scarico a quota +18.86 m s.l.m.;
- Blocco Pronto Soccorso una parte del blocco ha quota +15.95 m s.l.m., la restante è a quota +24.54 m s.l.m.;
- Blocco Parcheggio Nord, una parte del blocco ha quota +18.86 m s.l.m., la restante è a quota +22.15 m s.l.m.;

Considerate le caratteristiche geomeccaniche dei terreni si prevedono fondazioni di tipo superficiale costituite da:

- Nei Blocchi Centrale, Est e Ovest sono previsti plinti in calcestruzzo armato gettato in opera di dimensioni 2.5x2.5x1.5 m al di sotto dei pilastri e platee in calcestruzzo armato gettato in opera con spessore di 1.2 m (con ispessimento di 1.5m in corrispondenza dei nuclei) nelle zone dei vani scala;
- Nel Blocco Carico e Scarico è prevista una platea in calcestruzzo armato gettato in opera con spessore di 0.5 m (con ispessimento di 1.2 m in corrispondenza dei pilastri);
- Nel Blocco Pronto Soccorso sono previsti pali di grande diametro ove il piano fondale a quota +15.95 m s.l.m. La palificata al di sotto di ogni pilastro sarà composta da quattro pali di diametro 800 mm di lunghezza di 10 m e di interasse pari a 2.4 m. E', invece,

prevista una Platea in calcestruzzo armato gettato in opera con spessore di 1.2 m ove il piano fondale è a quota +24.54 m s.l.m.;

- Nel Blocco Parcheggio Nord sono previsti pali di grande diametro ove il piano fondale a quota +22.15 m s.l.m. La palificata al di sotto di ogni pilastro sarà composta da quattro pali di diametro 800 mm di lunghezza di 15 m e di interasse pari a 2.4 m. E', invece, prevista una Platea in calcestruzzo armato gettato in opera con spessore di 1.2 m ove il piano fondale è a quota +18.86 m s.l.m.;

I plinti sono collegati tra loro da cordoli in calcestruzzo aventi sezioni di 500 x 500mm.

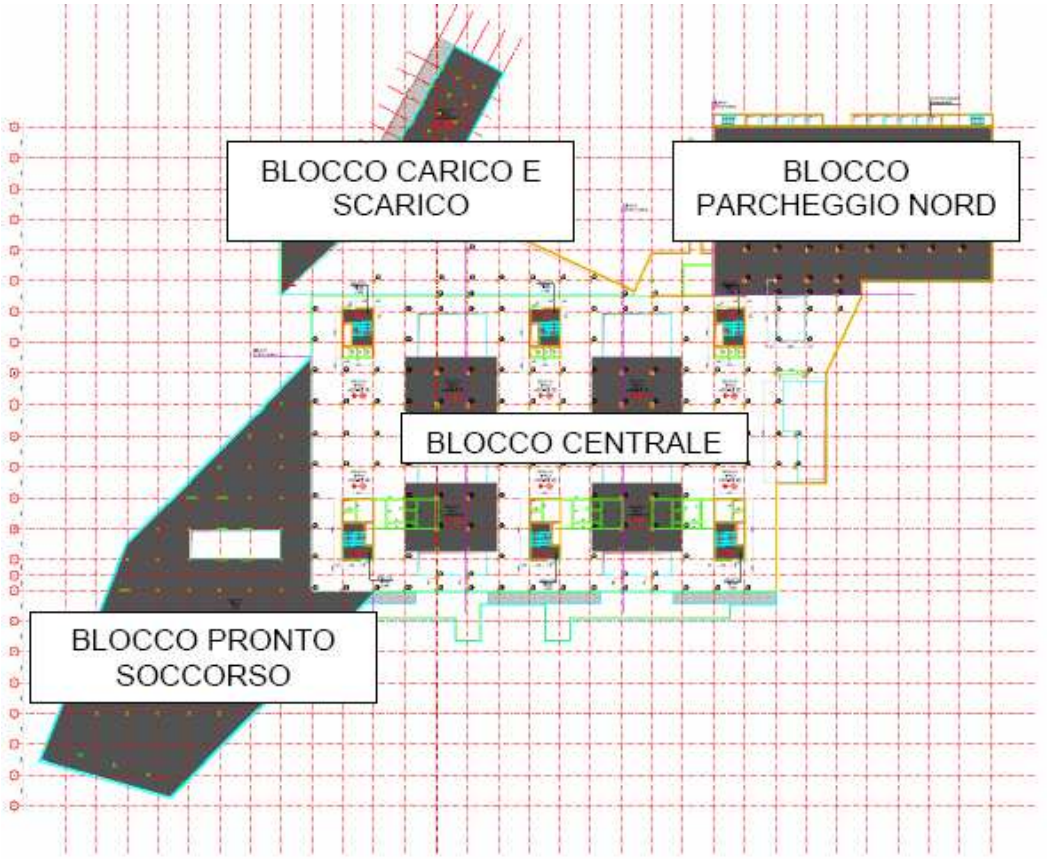


Figura 114 suddivisione in blocchi

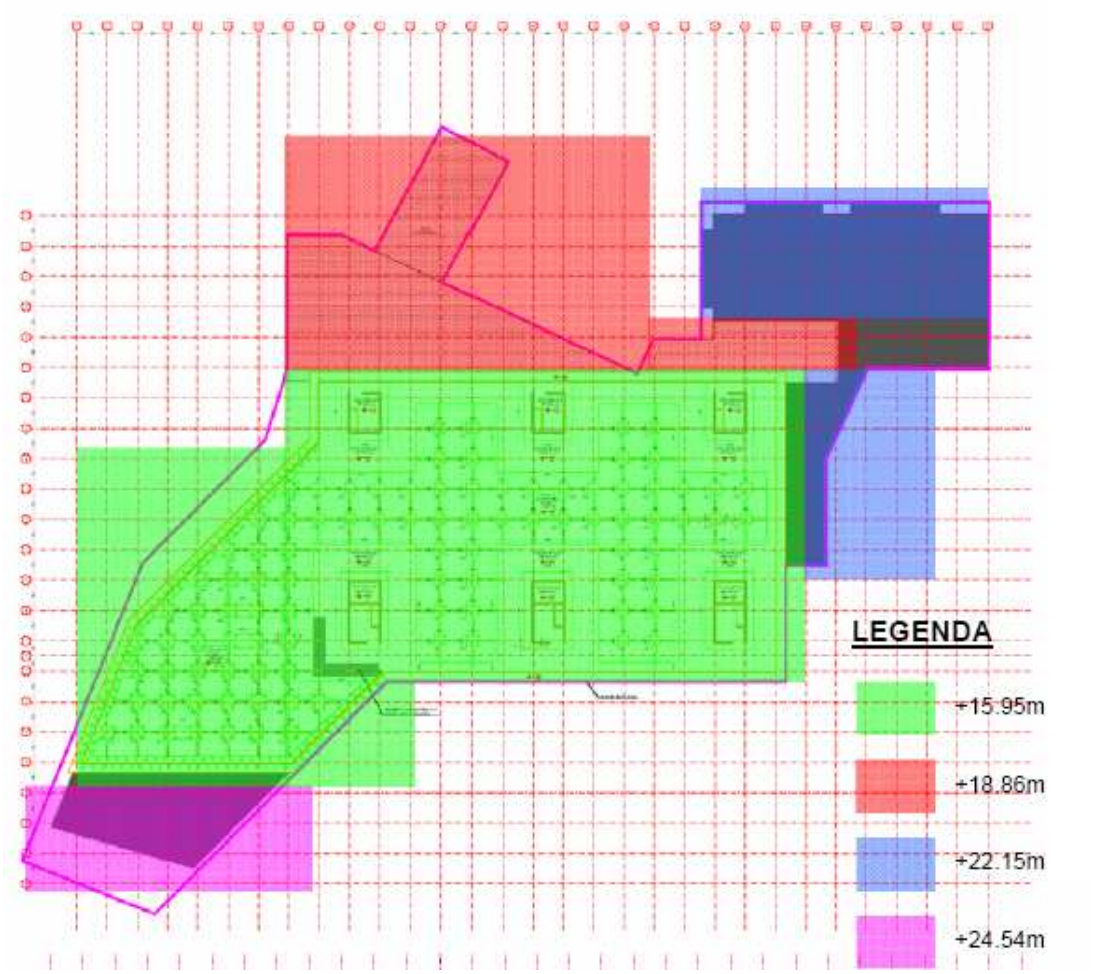


Figura 115 quote di fondazione

Per quanto concerne la classe di esposizione delle opere interrate si veda il capitolo 5.

10.2 VERIFICHE PRELIMINARI FONDAZIONI SECONDO D.M. 14/01/2008

10.2.1 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Le verifiche di capacità portante delle fondazioni sono condotte secondo quanto disposto nel D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e nel D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
Come previsto dal D.M. 14 gennaio 2008, per ogni combinazione allo Stato limite deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$E_d \leq R_d$

dove:
E_d è il valore di progetto dei carichi agenti
R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali (vedi Tab 8-11), rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).
I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (DA1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno (DA1-1), mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (DA1-2).
Nel secondo approccio progettuale (DA2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.
Le verifiche di capacità portante sono state effettuate anche per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e per lo Stato Limite di Danno per resistenza (SLD_rex). I coefficienti utilizzati sono quelli previsti al capitolo 7 della NTC 2008.

Tabella 9 - Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche di stati limite ultimi (SLU)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3

Tabella 10 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 11 - Coefficienti parziali delle resistenze per le verifiche agli stati ultimi di fondazioni superficiali

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

Tabella 12 - Coefficienti parziali delle resistenze per le verifiche agli stati ultimi di fondazioni profonde

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(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

La verifica allo SLE viene effettuata nella combinazione caratteristica più gravosa (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio. In tale combinazione, i coefficienti parziali moltiplicativi delle azioni e delle resistenze di calcolo assumono valore unitario.

FONDAZIONI SUPERFICIALI

La formula utilizzata per il calcolo della capacità portante è la seguente (Meyerhof):

per carico verticale $\Rightarrow q_{ult} = c' N_C s_C d_C + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} B' \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma$

per carico inclinato $\Rightarrow q_{ult} = c' N_C i_C d_C + qN_q i_q d_q + \frac{1}{2} B' \gamma N_\gamma i_\gamma d_\gamma$

essendo:

B'=B-2e	larghezza ridotta della fondazione;
$c'N_c$	contributo della coesione che agisce lungo la striscia di rottura;
qN_q	effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione;
$0.5\gamma B'N_\gamma$	contributo delle forze di attrito;
s_c, s_q, s_γ	fattori di forma della fondazione;
d_c, d_q, d_γ	fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
i_c, i_q, i_γ	fattori dipendenti dall'inclinazione del carico;
z_c, z_q, z_γ	fattori d'inerzia simica del terreno (Paolucci e Pecker - 1997);
φ	angolo di attrito.

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito per i diversi blocchi di fabbrica al fine di verificare la compatibilità delle opere fondazionali con gli spostamenti subiti all'interfaccia fondazione terreno. Il software utilizzato per le analisi è Settle 3D sviluppato da RocScience Inc. 31 Balsam Avenue Toronto, Ontario Canada.

10.2.2 FONDAZIONI PROFONDE

La portanza viene calcolata come somma della portanza laterale e di quella per punta (Associazione Geotecnica Italiana,1997):

$Q_{TOT} = Q_{LAT} + Q_P$

Procedendo al calcolo e ipotizzando inoltre di utilizzare in via approssimativa il valore della pressione litostatica a livello della mezzeria dello strato i-esimo si ottiene:

$$Q_{LAT} = \sum_{i=1}^{n} \left[\pi D h_i \left(q_a + \sigma_{i/2} \mu k \right) \right]$$

dove:

D	diametro del palo
h_i	altezza dello strato i-esimo
$\sigma_{i/2}'$	pressione efficace alla mezzeria dello strato i-esimo

q_a coefficiente di adesione indipendente dalla tensione normale

m coefficiente di attrito terreno-palo

k coefficiente dimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità.

Per terreni incoerenti si assume q_a=0 e la valutazione di k e m fa riferimento a valori empirici. (vedi Tab. 12)

Tabella 13 - Valori indicativi di k e m per terreni incoerenti

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'

Per terreni coerenti si suppone m=0 e la valutazione di q_a fa riferimento a valori empirici (vedi Tab. 13).

Tabella 14 - Valori indicativi dell'adesione qa per pali in terreni coesivi

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	

Per quanto riguarda la portanza per punta si fa riferimento alla formula:

$Q_P = \pi R^2 q_p$

dove

R raggio del palo

q_p resistenza unitaria alla punta del palo

Il calcolo di q_p è dato da:

$q_p = N_c\ c + N_q.\ q_l$

dove

c coesione dello strato di base della fondazione

q_l pressione litostica alla base del palo

N_c, N_q, fattori di capacità portante

in particolare si assume

$N_c = (N_q - 1)$ ctg □

dove N_q dipende dall'angolo di attrito come si veda dalla Fig.113.

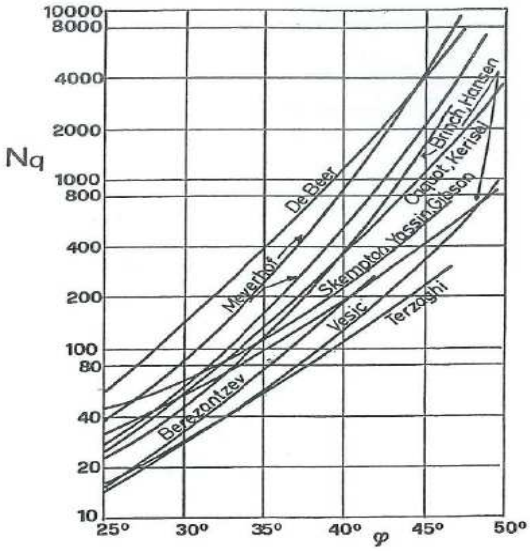


Fig.116 Valori di N_q (secondo vari Autori)

Per terreni coerenti, in condizioni non drenate, la resistenza del terreno viene espressa da un valore della coesione c_u con f=0. Per f=0, N_q =1: per N_c è comunemente adottato il valore 9.
La resistenza alla punta vale quindi:

$q_p = g\ L + 9\ c_u.$

dove L è la lunghezza del palo.

MODELLO GEOTECNICO

La stratigrafia del terreno e il modello geotecnico assunti nelle verifiche di capacità portante e il calcolo dei cedimenti sono riportati e descritti dettagliatamente nella relazione geologica-

geotecnica (D'Appolonia, 2010). Di seguito si riportano in sintesi i parametri geotecnici relativi alle tre principali unità geotecniche individuate:

Unità geotecnica 1 (Terreno di riporto):	γ	19.5	kN/m^3	
	ϕ'	28	°	
		E'	5	MPa
Unità geotecnica 2 (Suolo argilloso)	γ	18.5	kN/m^3	
	c_u	*50*	kPa	
	ϕ'	*25*	°	
	E'	*5*	MPa	
	E_u	25	MPa	
Unità geotecnica 3 (Calcare)	γ	26	kN/m^3	
	ϕ'	35	°	
	E'	9000	MPa	
	UCS	*8-53*	MPa	

dove:

γ = peso di volume naturale;
ϕ' = angolo d'attrito;
c_u = coesione non drenata;
E'= modulo elastico drenato;
E_u = modulo elastico non drenato;
UCS= resistenza alla compressione monoassiale.

Dalla relazione geologica-geotecnica si desume che gli spessori delle tre principali unità geotecniche individuate non possono considerarsi omogenei su tutta l'area della struttura. Si sono assunte, quindi, nelle verifiche effettuate specifiche stratigrafie di riferimento in corrispondenza dei diversi blocchi considerati, basandosi sulla relazione geologica-geotecnica e sui sondaggi geognostici effettuati nell'area tra il 1992 e il 2010.
Si è in particolare cautelativamente associato ad ogni blocco la stratigrafia del sondaggio effettuato nell'area in esame avente spessore di terreno maggiore prima del bedrock.
Anche il livello di falda e la quota del piano campagna non mostrano omogeneità lungo tutta l'area, si sono fatte delle ipotesi quindi relative ai vari corpi di fabbrica.

In particolare nelle verifiche di capacità portante e di cedimenti le seguenti stratigrafie sono state considerate:
Nel blocco centrale, si è considerata una quota media del p.c. di 34m s.l.m. e una falda a +23.50m s.l.m. e la stratigrafia considerata è nella Tab.14

Tabella 15 - Stratigrafia di riferimento Blocco Centrale, Blocco Ovest e Blocco Est

Unità geotecnica	Profondità dal p.c. (m)	
	Da	A
1+2	0	12
3	12	30

La caratteristiche suddette sono cautelativamente assimilabili anche al blocco Est, blocco Ovest.

Nel Blocco Carico e Scarico si è considerata una quota media del p.c. di 34m s.l.m. e una falda a +23.50m s.l.m. e la stratigrafia considerata è nella Tab. 13:

Tabella 16 - Stratigrafia di riferimento Blocco Carico e Scarico

Unità geotecnica	Profondità dal p.c. (m)	
	Da	A
1+2	0	3
3	3	30

Nel blocco Pronto Soccorso si è considerata una quota media del p.c. di 26m s.l.m. e una falda a +14m s.l.m. e la stratigrafia considerata è nella Tab 16:

Tabella 17 - Stratigrafia di riferimento Blocco Pronto Soccorso

Unità geotecnica	Profondità dal p.c. (m)	
	Da	A
1	0	4
2	4	16
3	16	30

Infine nel Blocco Parcheggi si è considerata una quota media del p.c. di 38.5m s.l.m. e una falda a +23.5m s.l.m. e la stratigrafia considerata è nella tabella seguente:

Unità geotecnica	Profondità dal p.c. (m)	
	Da	A
1	0	11
2	11	20
3	20	30

Dal confronto tra le stratigrafie ed i volumi di scavo e considerando come riferimento le Figure n.9, n.10, n.11 della reazione geologico-geotecnica (D'Appolonia, 2010) si è identificato che una parte del piano di posa delle fondazioni è su roccia ed una parte su terreno. Nel dettaglio:

- Blocco Centrale, Blocco Centrale Est e Blocco Centrale Ovest e Blocco Carico e Scarico hanno piano di posa delle fondazioni in roccia;
- Blocco Pronto Soccorso ha piano di posa in terreno;

- Blocco Parcheggio Nord ha piano di posa a quota +18.86 m s.l.m su roccia mentre a quota +22.15 m s.l.m una parte delle fondazioni sono su roccia e la restante parte sul terreno.

Si è deciso di adottare fondazioni superficiali ove il piano di posa delle stesse è in roccia e fondazioni profonde ove il piano di posa è costituito da terreno. L' obiettivo delle fondazioni profonde è ripartire allo strato di roccia i carichi della sovrastruttura.

Unica eccezione a ciò è una platea che si adotta nel Blocco Pronto Soccorso a quota +23.8 m s.l.m. Il motivo dell'adozione della platea è che in quell'area verrà effettuato uno scavo preliminare fino a +10 m s.l.m. per la posa di un cunicolo, quindi il terreno di scavo potrebbe essere sostituito con terreno migliorato ove si possa poi fondare la Platea. Maggiori dettagli su questo terreno si daranno nel Paragrafo 10.2.9.

Inoltre per la Platea inferiore del Blocco Ovest c'è incertezza sulle condizioni stratigrafiche del piano di appoggio della Platea, ci potrebbe essere una parte della platea poggiante su roccia ed una parte su terreno. In questo caso si consiglia l'asportazione del terreno (che non dovrebbe superare i due metri di profondità) e la sostituzione dello stesso con magrone che minimizzi i cedimenti differenziali nel piano sottostante la platea stessa.

Infine nel blocco Parcheggi a quota a quota +23.8 m s.l.m il piano fondale potrebbe essere una parte su roccia e una parte su terreno. Non essendo possibile una netta differenziazione tra le due zone in prima approssimazione si prevederà fondazioni profonde sull'intera zona.

Si sono riportate le verifiche di capacità portante e cedimenti di plinti e platee più caricate, e la verifica di resistenza ai carichi assiali delle palificate in progetto.

10.2.3 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE NEL BLOCCO CENTRALE

Di seguito si riportano le verifiche relative al plinto più sollecitato inserito nel blocco centrale
Plinto 250 x 250 cm d=150cm

SLU_DA1- 1

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.4072435	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	2.5	m
lunghezza	L	2.5	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	15205	kN
momento	Mx	158	kNm
momento	My	545	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLU_STR		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 1	sfav	1.3	1.5	1	1	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.15	Mpa
	tanϕ	0.7002075	
	ϕ	0.6108652	rad
		35	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.04 m	*nel nocciolo*
e_y	0.01 m	
B^*x	2.43 m	
B^*y	2.48 m	
qtot	2525.61	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	50.25
N_c	68.09
N_γ	51.25

Calcolo fattori di forma

m	1.5
s_q	1.37
s_γ	1.37
s_c	1.74

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	19965 kN/m^2
qamm	19965 kN/m^2

qtot<qamm verificato

199.65 kg/cm^2

SLU_DA1- 2

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243492	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	2.5	m
lunghezza	L	2.5	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

---

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	13007	kN
momento	Mx	0	kNm
momento	My	0	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLU_GEO		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	$tg\phi$	c	γ
Approccio 1 Comb 2	sfav	1	1.3	1.25	1.25	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1.8	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.12	Mpa
	$\tan\phi$	0.560166031	
	ϕ	0.510614707	rad
		29	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.00 m	*nel nocciolo*
e_y	0.00 m	
B^*x	2.50 m	
B^*y	2.50 m	
qtot	2081.12	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	24.69
N_c	42.39
N_γ	25.69

Calcolo fattori di forma

m	1.5
s_q	1.29
s_γ	1.29
s_c	1.58

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	9127	kN/m^2
qamm	5070	kN/m^2
qtot<qamm	verificato	
	50.70	kg/cm^2

SLE_RARA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243492	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	2.5	m
lunghezza	L	2.5	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	9598	kN
momento	Mx	0	kNm
momento	My	0	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

SLE_RARA

	azioni		materiale		
	$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
sfav	1	1	1	1	1
fav	1	0			

Coefficiente di sic globale γ_r 1

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

c_d	0.15	Mpa
tanϕ	0.700207538	
ϕ	0.610865238	rad
	35	°
γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.00 m	*nel nocciolo*
e_y	0.00 m	
B^*x	2.50 m	
B^*y	2.50 m	
qtot	1535.68	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	50.25
N_c	68.09
N_γ	51.25

Calcolo fattori di forma

m	1.5
s_q	1.37
s_γ	1.37
s_c	1.74

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	20031	kN/m^2
qamm	20031	kN/m^2
qtot<qamm	verificato	
	200.31	kg/cm^2

10.2.4 VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE NEL BLOCCO CENTRALE

Di seguito si riportano le verifiche relative alla platea più sollecitata inserito nel blocco centrale Platea di dimensioni 26 x 32 m.

Lo spessore della platea è pari a 1.2 m con ispessimento a 1.5 m in corrispondenza del nucleo del vano scalo.

Tabella 18 sollecitazioni sulla platea

		Sollecitazioni Platea Sud Blocco Centrale *(baricentro)*				
		Fx	**Fy**	**Fz**	**My**	**Mx**
		kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
SLE_rara Y		48	450	172340	4961	15532
SLU_vento Y		88	784	264480	7461	35152
SLV_Sy+0,3Sx Max		1507	28842	172266	-43185	-216255
SLV_Sy+0,3Sx Min		588	1867	172300	48791	564550
SLV_Sx+0,3Sy Max		4941	13305	150928	-146060	20707
SLV_Sx+0,3Sy Min		4942	5160	172318	158338	223536
SLD_rex_Sx+0,3Sy Min		9	3367	172340	1483	40477
SLD_rex_Sy+0,3Sx Min		18	11211	173319	1877	128646
SLU_Geo_Vento Y		173	689	187223	6663	-17848
SLO_Sx+0,3Sy Max		4022	8113	172585	310045	219971
SLO_Sy+0,3Sx Max		138	26553	172838	841154	12163

SLU_DA1- 1

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243492	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	187223	kN
momento	Mx	17848	kNm
momento	My	6663	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLU_GEO		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	$tg\phi$	c	γ
Approccio 1 Comb 2	sfav	1	1.3	1.25	1.25	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1.8	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.12	Mpa
	$\tan\phi$	0.560166031	
	ϕ	0.510614707	rad
		29	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.04 m	*nel nocciolo*
e_y	0.10 m	
B^*x	25.93 m	
B^*y	31.81 m	
qtot	227.00	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	24.69
N_c	42.39
N_γ	25.69

Calcolo fattori di forma

m	1.551724138
s_q	1.24
s_γ	1.24
s_c	1.47

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	18200	kN/m^2
qamm	10111	kN/m^2
qtot<qamm	verificato	
	101.11	kg/cm^2

SLU_DA1- 2

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243492	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	187223	kN
momento	Mx	17848	kNm
momento	My	6663	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLU_GEO		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 2	sfav	1	1.3	1.25	1.25	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale γ_r 1.8

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.12	Mpa
	tanϕ	0.560166031	
	ϕ	0.510614707	rad
		29	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.04 m	*nel nocciolo*
e_y	0.10 m	
B^*x	25.93 m	
B^*y	31.81 m	
qtot	227.00	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	24.69
N_c	42.39
N_γ	25.69

Calcolo fattori di forma

m	1.551724138
s_q	1.24
s_γ	1.24
s_c	1.47

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	18200 kN/m^2
qamm	10111 kN/m^2
qtot<qamm	verificato
	101.11 kg/cm^2

SLE_RARA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243492	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	172340	kN
momento	Mx	15532	kNm
momento	My	4961	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

SLE_RARA		azioni		materiale		
		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
	sfav	1	1	1	1	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale γ_r 1

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.15	Mpa
	tanϕ	0.700207538	
	ϕ	0.610865238	rad
		35	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

e_x	0.03	m	*nel nocciolo*
e_y	0.09	m	
B^*x	25.94	m	
B^*y	31.82	m	
qtot	208.78		

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	50.25
N_c	68.09
N_γ	51.25

Calcolo fattori di forma

m	1.551724138
s_q	1.30
s_γ	1.30
s_c	1.60

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	38804	kN/m^2
qamm	38804	kN/m^2
qtot<qamm	verificato	
	388.04	kg/cm^2

SLV_Sx+0.3Sy

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	172318	kN
momento	Mx	158338	kNm
momento	My	223536	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLV_Sx+0.3Sy		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 2	sfav	1	1	1.25	1.25	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1.8	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.12	Mpa
	tanϕ	0.560166	
	ϕ	0.510615	rad
		29	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	1.30	m	*nel nocciolo*
e_y	0.92	m	
B^*x	23.41	m	
B^*y	30.16	m	
qtot	244.09		

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	24.69
N_c	42.39
N_γ	25.69

Calcolo fattori di forma

m	1.551724
s_q	1.24
s_γ	1.24
s_c	1.47

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	17158	kN/m^2
qamm	9532	kN/m^2

qtot<qamm verificato

95.32 kg/cm^2

SLV_Sy+0.3Sx

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	172300	kN
momento	Mx	48791	kNm
momento	My	564550	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLV_Sy+0.3Sx		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 2	sfav	1	1	1.25	1.25	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1.8	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.12	Mpa
	tanϕ	0.560166	
	ϕ	0.510615	rad
		29	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	3.28	m	*nel nocciolo*
e_y	0.28	m	
B^*x	19.45	m	
B^*y	31.43	m	
qtot	281.86		

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	24.69
N_c	42.39
N_γ	25.69

Calcolo fattori di forma

m	1.551724
s_q	1.24
s_γ	1.24
s_c	1.47

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	15523	kN/m^2
qamm	8624	kN/m^2

qtot<qamm verificato

86.24 kg/cm^2

10.2.4.1 CEDIMENTI PER PLATEA E PLINTO DI FONDAZIONE NEL BLOCCO CENTRALE

Si sono valutati i cedimenti assoluti al di sotto della platea e dei plinti più caricati del blocco centrale nella sezione tra la platea e i plinti stessi.

Le azioni sono state valutate nella combinazione agli stati limite di esercizio SLE_RARA e agli stati limite di Operatività e di Danno sismici.

Si riportano nel seguito le immagini dei risultati delle analisi.

SLE_Rara

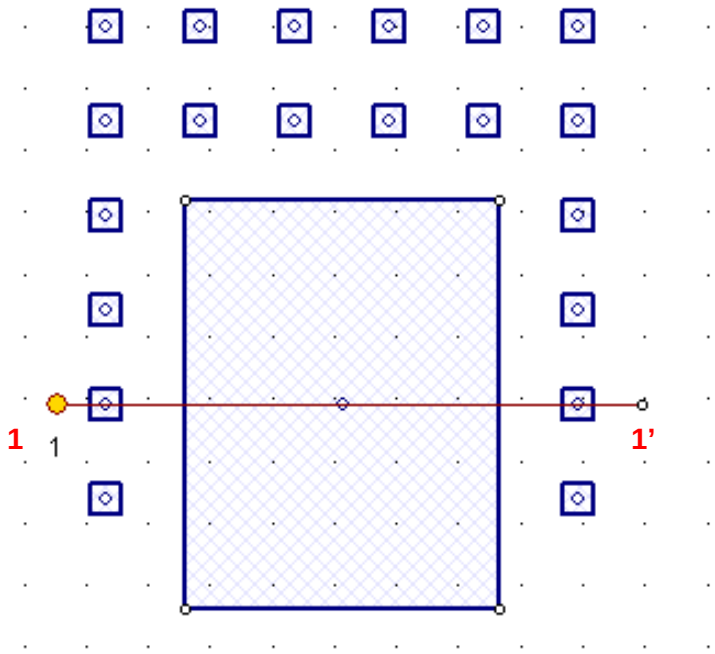


Figura 117 pianta modello platea e plinto blocco centrale con sezione 1-1

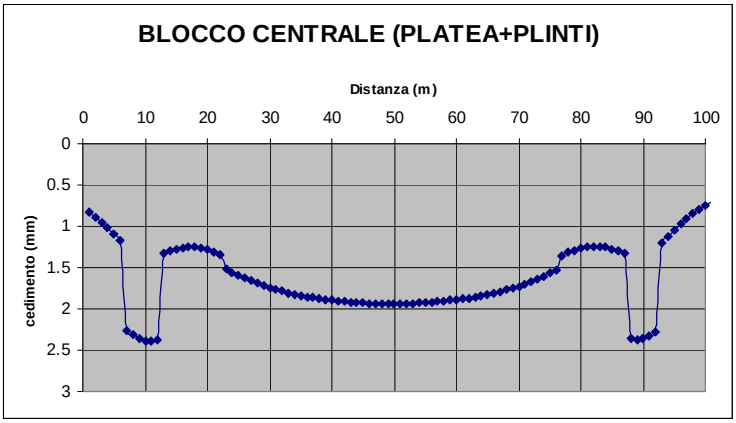


Figura 118 cedimenti verticali sezione 1-1

Stato Limite di Operatività

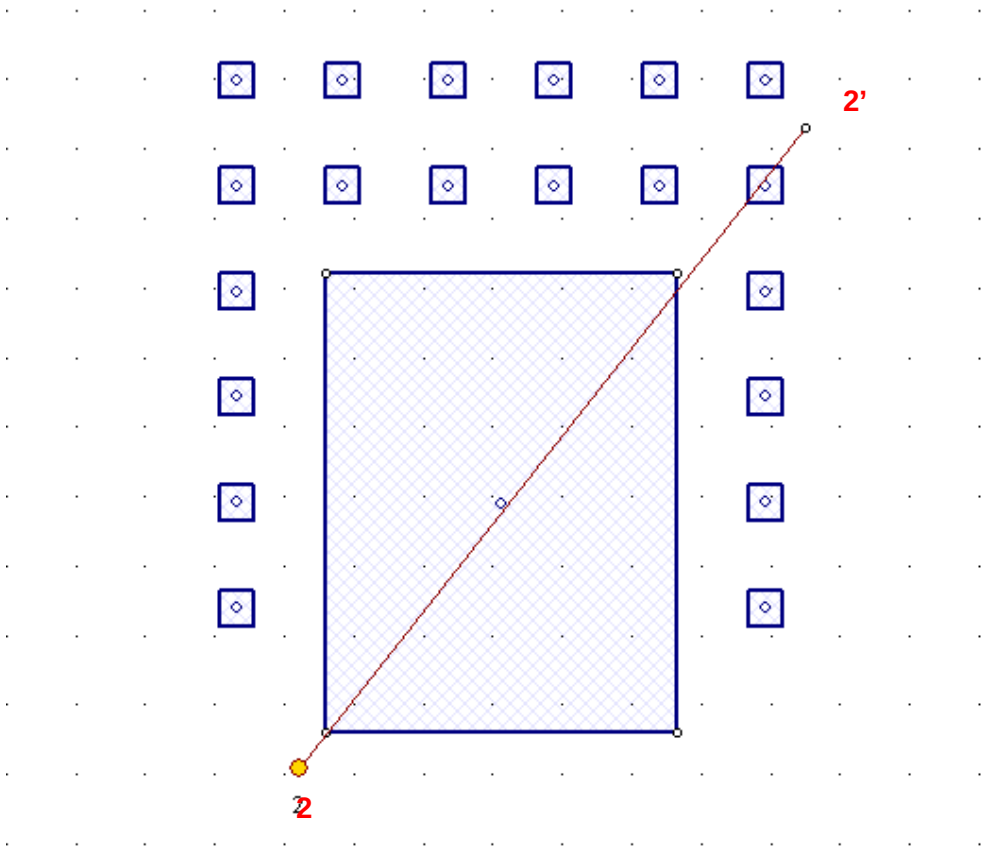


Figura 119 pianta modello platea e plinto blocco centrale con sezione 2-2'

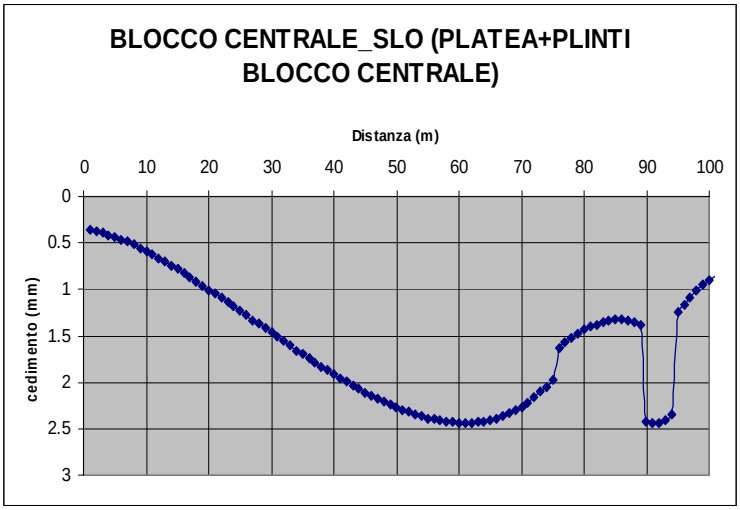


Figura 120 cedimenti verticali sezione 2-2'

Dalle figure precedenti si può vedere come il cedimento assoluto massimo della platea e del plinto siano di 2.5 mm. Il cedimento differenziale tra il bordo della platea e i plinti adiacenti sia pari a circa 1.5mm. Tale valore risulta inferiore al limite ammissibile di L/500=15mm (FIg 118).

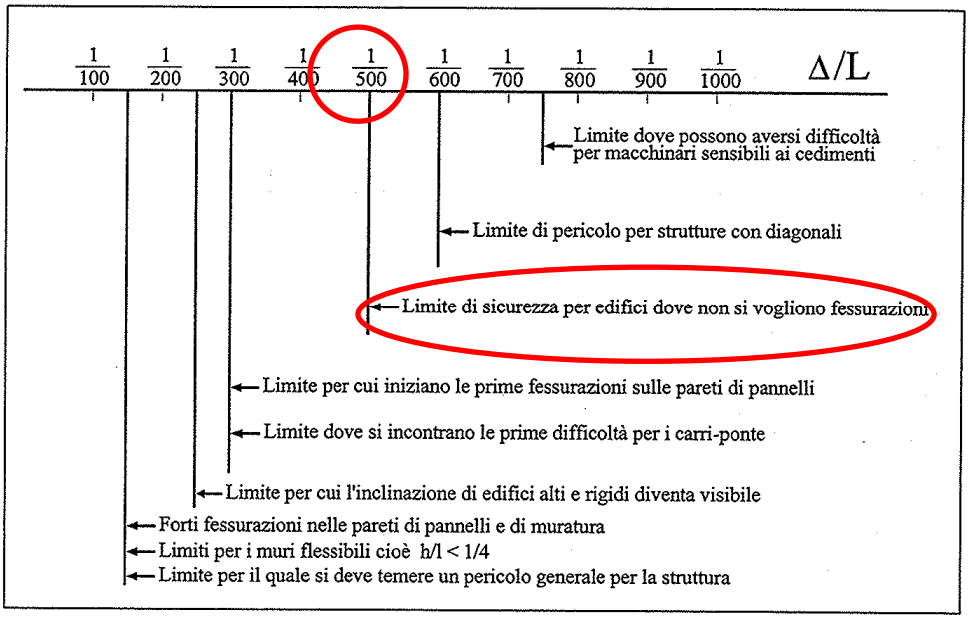


Figura 121 cedimenti ammissibili

10.2.5 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE NEL BLOCCO CENTRALE OVEST

Di seguito si riportano le verifiche relative al plinto più sollecitato inserito nel blocco centrale ovest

Plinto 250 x 250 cm d=150cm

SLU_DA1- 1

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.4072435	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	2.5	m
lunghezza	L	2.5	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	15548	kN
momento	Mx	395	kNm
momento	My	405	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLU_STR		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 1	sfav	1.3	1.5	1	1	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.15	Mpa
	tanϕ	0.7002075	
	ϕ	0.6108652	rad
		35	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.03 m	*nel nocciolo*
e_y	0.03 m	
B^*x	2.45 m	
B^*y	2.45 m	
qtot	2593.33	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	50.25
N_c	68.09
N_γ	51.25

Calcolo fattori di forma

m	1.5
s_q	1.37
s_γ	1.37
s_c	1.74

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	19985 kN/m²
qamm	19985 kN/m²

qtot<qamm verificato

199.85 kg/cm²

SLU_DA1- 2

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243492	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	2.5	m
lunghezza	L	2.5	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	13350	kN
momento	Mx	0	kNm
momento	My	0	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLU_GEO		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 2	sfav	1	1.3	1.25	1.25	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale γ_r 1.8

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.12	Mpa
	tanϕ	0.560166031	
	ϕ	0.510614707	rad
		29	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.00 m	*nel nocciolo*
e_y	0.00 m	
B^*x	2.50 m	
B^*y	2.50 m	
qtot	2136.00	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	24.69
N_c	42.39
N_γ	25.69

Calcolo fattori di forma

m	1.5
s_q	1.29
s_γ	1.29
s_c	1.58

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	9127 kN/m^2
qamm	5070 kN/m^2
qtot<qamm	verificato
	50.70 kg/cm^2

SLE_RARA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243492	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	2.5	m
lunghezza	L	2.5	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	9736	kN
momento	Mx	0	kNm
momento	My	0	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale			
SLE_RARA		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ	
	sfav	1	1	1	1	1	
	fav	1	0				

Coefficiente di sic globale	γ_r	1	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.15	Mpa
	tanϕ	0.700207538	
	ϕ	0.610865238	rad
		35	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

e_x	0.00 m	*nel nocciolo*
e_y	0.00 m	
B^*x	2.50 m	
B^*y	2.50 m	
qtot	1557.76	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	50.25
N_c	68.09
N_γ	51.25

Calcolo fattori di forma

m	1.5
s_q	1.37
s_γ	1.37
s_c	1.74

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	20031 kN/m^2
qamm	20031 kN/m^2

qtot<qamm verificato

200.31 kg/cm^2

10.2.6 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PLATEA DI FONDAZIONE NEL BLOCCO CENTRALE OVEST

Di seguito si riportano le verifiche relative alla platea più sollecitata inserito nel blocco ovest

Platea di dimensioni 26 x 33 m.

Lo spessore della platea è pari a 1.2 m con ispessimento a 1.5 m in corrispondenza del nucleo del vano scala.

Tabella 19 risultati carichi platea Nord Blocco Centrale Ovest

		Sollecitazioni Platea Sud Blocco Centrale Ovest *(baricentro)*				
		Fx	**Fy**	**Fz**	**My**	**Mx**
		kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
SLUy		56410	-563	-199988	239192	-566828
SLUx		57490	213	-199060	255433	-603235
SLUy_geo		43442	-466	-162484	152071	-452945
SLUx_geo		44378	206	-161680	166147	-484498
SLEx_rara		44237	261	-137613	124486	-404115
SLEy_rara		43517	-256	-138232	113659	-379843
SLVy_rup	Max	41889	-28738	-138100	108526	-584171
SLVy_rup	Min	50405	-9501	-130168	237389	130133
SLVx_rup	Max	53619	-23343	-136931	122487	-444871
SLVx_rup	Min	65577	-14834	-125457	349061	-94648
SLDx_rex	Max	55318	-13925	-132056	214724	-304692
SLDx_rex	Min	55340	-13875	-132036	215054	-302862
SLDy_rex	Max	28205	-14001	-136430	108003	-240299
SLDy_rex	Min	28235	-13979	-136400	108583	-239402

SLU_DA1-1

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.4072435	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	221189	kN
momento	Mx	603235	kNm
momento	My	181541	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLU_STR		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 1	sfav	1.3	1.5	1	1	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.15	Mpa
	tanϕ	0.7002075	
	ϕ	0.6108652	rad
		35	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.82 m	*nel nocciolo*
e_y	2.73 m	
B^*x	24.36 m	
B^*y	26.55 m	
qtot	342.08	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	50.25
N_c	68.09
N_γ	51.25

Calcolo fattori di forma

m	1.5517241
s_q	1.30
s_γ	1.30
s_c	1.60

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	37432 kN/m^2
qamm	37432 kN/m^2

qtot<qamm verificato

374.32 kg/cm^2

SLU_DA1-2

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243492	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	183809	kN
momento	Mx	484498	kNm
momento	My	166147	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLU_GEO		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 2	sfav	1	1.3	1.25	1.25	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1.8	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.12	Mpa
	tanϕ	0.560166031	
	ϕ	0.510614707	rad
		29	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.90 m	*nel nocciolo*
e_y	2.64 m	
B^*x	24.19 m	
B^*y	26.73 m	
qmax	284.26	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	24.69
N_c	42.39
N_γ	25.69

Calcolo fattori di forma

m	1.551724138
s_q	1.24
s_γ	1.24
s_c	1.47

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	17483 kN/m^2
qamm	9713 kN/m^2
qtot<qamm	verificato
	97.13 kg/cm^2

SLE_RARA

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243492	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	159743	kN
momento	Mx	404115	kNm
momento	My	124486	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

SLE_RARA

	azioni		materiale		
	$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	$tg\phi$	c	γ
sfav	1	1	1	1	1
fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.15	Mpa
	$\tan\phi$	0.700207538	
	ϕ	0.610865238	rad
		35	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	2.53 m	*nel nocciolo*
e_y	0.78 m	
B^*x	20.94 m	
B^*y	30.44 m	
qtot	250.59	

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	50.25
N_c	68.09
N_γ	51.25

Calcolo fattori di forma

m	1.551724138
s_q	1.30
s_γ	1.30
s_c	1.60

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	34472 kN/m^2
qamm	34472 kN/m^2
qtot<qamm	verificato
	344.72 kg/cm^2

SLD_REX_Sy+0.3Sx

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	158559	kN
momento	Mx	240299	kNm
momento	My	108003	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLD_rex_Sy+03Sx		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 2	sfav	1	1	1.25	1.25	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1.8	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.12	Mpa
	tanϕ	0.560166	
	ϕ	0.510615	rad
		29	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	0.68	m	*nel nocciolo*
e_y	1.52	m	
B^*x	24.64	m	
B^*y	28.97	m	
qmax	222.16		

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	24.69
N_c	42.39
N_γ	25.69

Calcolo fattori di forma

m	1.551724
s_q	1.24
s_γ	1.24
s_c	1.47

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	17667	kN/m^2
qamm	9815	kN/m^2
qtot<qamm	verificato	
	98.15	kg/cm^2

SLV_Sx+0.3Sy

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SU AMMASSO ROCCIOSO

Fondazioni nastriformi o quadrate, rettangolari

Bowles "Foundation analysis and design"

1) Ammasso Roccioso

coesione	c	0.15	Mpa
fattore di confidenza		1	
coesione di progetto	c_d	0.15	Mpa
angolo di attrito	ϕ	35	°
		0.61	rad
peso specifico	γ	26	kN/m^3
Angolo di attrito terra-muro	δ	23.33	°
		0.407243	rad

2) Caratteristche Fondazione

larghezza	B	26	m
lunghezza	L	32	m
profondità	d	0	m
inc. piano campagna	ω	0	
	ω	0	rad
inc. piano fondazione	α	0	
	α	0	rad
carico sul p.f	q	0	kN/m^2

3) Sollecitazioni Fattorizzate

orizzontale	H	0	kN
normale	N	147587	kN
momento	Mx	94648	kNm
momento	My	349061	kNm

4) Coefficienti di Combinazione

		azioni		materiale		
SLV_Sx+03Sy		$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$	tgϕ	c	γ
Approccio 1 Comb 2	sfav	1	1	1.25	1.25	1
	fav	1	0			

Coefficiente di sic globale	γ_r	1.8	

5) Caratt. Ammasso Roccioso Fattorizzate

	c_d	0.12	Mpa
	tanϕ	0.560166	
	ϕ	0.510615	rad
		29	°
	γ	26	kN/m^3

6) Calcolo Carico Limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

e_x	2.37	m	*nel nocciolo*
e_y	0.64	m	
B^*x	21.27	m	
B^*y	30.72	m	
qmax	225.89		

Calcolo fattori di capacità portante (Stagg & Zienkiewicz,1968)

N_q	24.69
N_c	42.39
N_γ	25.69

Calcolo fattori di forma

m	1.551724
s_q	1.24
s_γ	1.24
s_c	1.47

Calcolo fattori di profondità

d_q	1.00
d_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione del carico

i_q	1.00
i_γ	1.00
i_c	1.00

Calcolo Fattori Inclinazione Piano campagna

g_q	1
g_γ	1
g_c	1

Calcolo fattori di inclinazione fondazione

b_q	1
b_γ	1
b_c	1

Carico limite *(Brinch- Hansen, 1970)*

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

q	16276	kN/m^2
qamm	9042	kN/m^2
qtot<qamm	verificato	
	90.42	kg/cm^2

10.2.7 CEDIMENTI PER PLATEA E PLINTO DI FONDAZIONE NEL BLOCCO OVEST

Si sono valutati i cedimenti assoluti al di sotto della platea e dei plinti più caricati del blocco e nella sezione tra la platea e i plinti stessi.

I carichi su pilastri e platea sono stati considerati nella combinazione SLE_RARA.

Si riportano nel seguito le immagini dei risultati delle analisi.

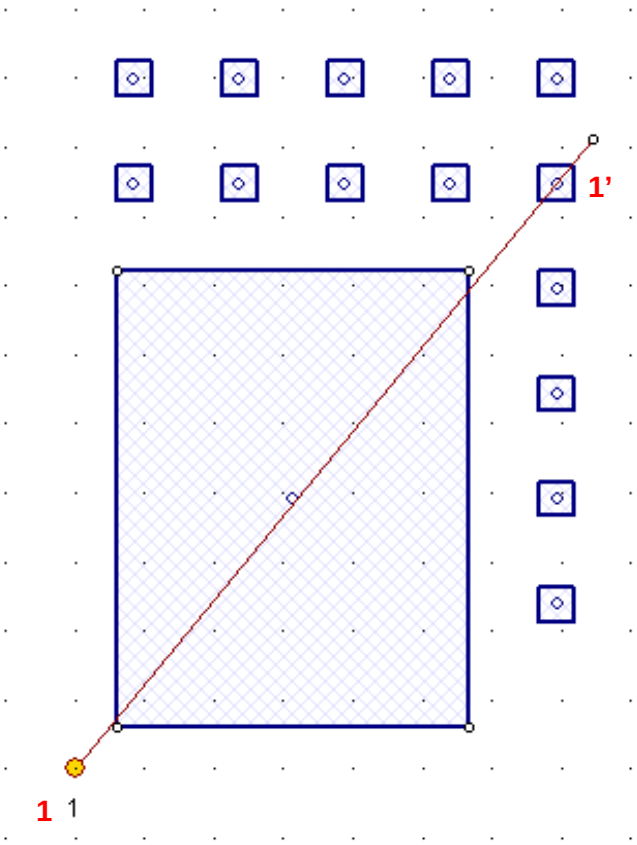


Figura 122 pianta modello platea e plinto blocco centrale con sezione 1-1

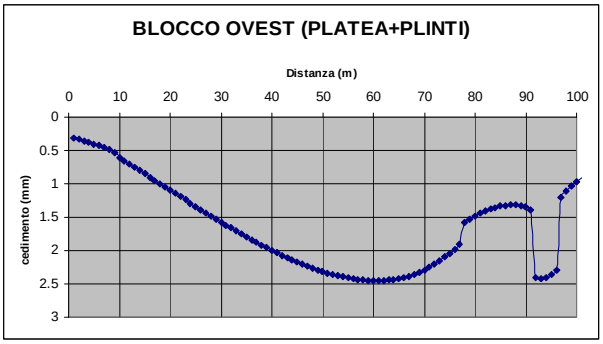


Figura 123 cedimenti verticali sezione 1-1

Dalle figure precedenti si può vedere come sia il cedimento assoluto massimo della platea che dei plinti sia di 2.5 mm. Il cedimento differenziale tra il bordo della platea e i plinti adiacenti sia pari a circa 1.5mm. Tale valore risulta inferiore al limite ammissibile di L/500=15mm.

10.2.8 PLATEA DI FONDAZIONE NEL BLOCCO PRONTO SOCCORSO

Nel Blocco Pronto Soccorso a quota +23.8 m s.l.m è previsto uno scavo preliminare fino a +10 m s.l.m. per la posa di un cunicolo, quindi il terreno di scavo potrebbe essere sostituito con terreno migliorato ove si possa poi fondare una Platea.
L'area di impronta della platea è di forma trapezia avente area di circa 900 m^2.
Considerando che le pressioni normali sulla fondazione sono 66 KN/m^2 e 53 KN/m^2 rispettivamente nelle combinazioni SLU_DA1- 2 e SLE_RARA si è verificato che un terreno granulare di angolo di attrito superiore ai 30°, di peso specifico di 20 KN/m^3 e di modulo elastico superiore a 50 MPa darebbe garanzie di capacità portante e di cedimenti differenziali inferiori al limite ammissibile di L/500=15mm.

10.2.9 VERIFICA GEOTECNICA DEI PALI NEL BLOCCO PRONTO SOCCORSO

Nel Blocco Pronto Soccorso ove il piano fondale è a quota 15.8m s.l.m. è prevista una palificata al di sotto di ogni pilastro. La palificata sarà composta da quattro pali di diametro 800 mm di lunghezza di 10 m e di interasse pari a 2.4 m.
Di seguito è inserita la verifica geotecnica di resistenza della palificata sottoposta a carichi assiali. Le formule utilizzate e la stratigrafia di riferimento sono riportate nel paragrafo 10.2.2 inerente al Blocco Pronto Soccorso.
Le combinazioni di carico considerate sono quelle per la verifica agli stati limite ultimi SLU di tipo strutturale (A1+M1+R1) e di tipo geotecnica (A2+M1+R2).
I Pali sono infissi per 7 metri nell'unità geotecnica 2 (argilla sabbiosa) e per i restanti 3 metri nell'unità 3 (Calcare dell'Antola).
Il contributo di attrito laterale sarà dato quindi da entrambe le unità, mentre la capacità alla punta sarà garantita dallo strato roccioso.
L'attrito laterale dovuto all'argilla sarà:
Q_{lat2} =616 KN.

Si è posto:
D =0.8 m diametro del palo;
$q_a = ac_u$ = 0.70*50KPa =35 KPa;
m=0

La valutazione dell'attrito laterale e della portanza alla punta dovuta allo strato roccioso è stata effettuata mediante la trattazione di Poulos e Davis (2002).
Si è tenuto in particolare considerazione che il palo si intesta in una roccia che potrebbe essere notevolmente fratturata nei primi metri.

Poulos and Davis affermano che per l'attrito laterale risulta ragionevole assimilare l'adesione ammissibile pari a 0.05*UCS (resistenza alla compressione semplice), ma che questi valori non devono essere applicati a rocce fratturate per le quali possono essere più convenienti valori di adesione compresi tra 75 e 150 KPa. Sulla base di questo ragionamento l'attrito laterale unitario considerato è stato assunto pari a 100KPa.

Così l'attrito laterale dovuto alla roccia è stato valutato:
Ql_{at3} =754 KN.

L'attrito laterale totale :
$Q_{lat} = Q_{lat2} + Q_{lat3} =$ 1370 KN

La portanza unitaria alla punta (q_p) in roccia è valutabile come compresa tra 0.25 e 0.75*UCS.
Si è assunta UCS cautelativamente pari a 10 MPa.
Su queste basi si è valuatato:
q_p = 0.5*10 =5 Mpa.

La portanza alla punta è
Q_p = 2513 KN;
$Q_{ulti} = Q_{lat} + Q_p$ = 3883 KN

Considerando il fattore di riduzione della capacità portante dipendente dal numero di sondaggi effettuati $\mathbf{z}_3$ = 1.4 , la resistenza caratteristica del singolo palo è:
$Q_{ult,i\,k}$=2774 KN.

La capacitò portante caratteristica della palificata sarà data da:
$Q_{ult,\,k}$ = 4*2774 =11094 KN
Poiché i pali sono infissi in roccia l'efficienza della palificata si è considerata unitaria.
Nella verifica SLU_STR (Combinazione 1, A1+M1+R1) la resistenza di progetto ($Q_{ult,d}$) è equivalente a quella caratteristica poiché g_b =1. Il valore dell'azione assiale di progetto è N_{sd} =5393 kN

Così FS= $Q_{ult,d}$/ N_{sd} =11094 / 5393=2.05

Nella verifica SLU_GEO (Combinazione 1, A2+M1+R2) $Q_{ult,d}$ è equivalente a:
$Q_{ult,d} = Q_{tot,\,k} / g_b$=11094 / 1.7 = 6525 KN
Nsd = 4590 kN
FS = $Q_{ult,d}$/ N_{sd} =6525 / 4590=1.42

10.2.10 VERIFICA GEOTECNICA DEI PALI NEL BLOCCO PARCHEGGIO NORD

Nel Blocco Pronto Parcheggi ove il piano fondale è a quota 23.8m s.l.m. è prevista una palificata al di sotto di ogni pilastro.
La palificata sarà composta da quattro pali di diametro 800 mm di lunghezza di 15 m e di interasse pari a 2.4 m.
Di seguito è inserita la verifica geotecnica di resistenza della palificata sottoposta a carichi assiali. Le formule utilizzate e la stratigrafia di riferimento sono riportate nel paragrafo 10.2.2 inerente al Blocco Parcheggio Nord.
Le combinazioni di carico considerate sono quelle per la verifica agli stati limite ultimi SLU di tipo strutturale (A1+M1+R1) e di tipo geotecnica (A2+M1+R2).
I Pali sono infissi per 5 metri nell'unità geotecnica 2 (argilla sabbiosa) e per i restanti 10 metri nell'unità 3 (Calcare dell'Antola).
Il contributo di attrito laterale sarà dato quindi da entrambe le unità, mentre la capacità alla punta sarà garantita dallo strato roccioso.
L'attrito laterale dovuto all'argilla sarà:

Q_{lat2} =440 KN.
L'attrito laterale dovuto alla roccia sarà:

Q_{lat3} =2513 KN.
L'attrito laterale totale :

$Q_{lat} = Q_{lat2} + Q_{lat3} =$ 2953 KN

La portanza alla punta è
Q_p = 2513 KN

$Q_{ult,i} = Q_{lat} + Q_p$ = 5466 KN

Considerando il fattore di riduzione della capacità portante dipendente dal numero di sondaggi effettuati $\mathbf{z}_3$ = 1.4 , la resistenza caratteristica del singolo palo è:

$Q_{ult,i\,k}$=3904 KN.

La capacitò portante caratteristica della palificata sarà data da:

$Q_{ult,\,k}$ = 4*3904 =15628 KN

Nella verifica SLU_STR (Combinazione 1, A1+M1+R1) $Q_{ult,d}$ è equivalente a:

$Q_{ult,d} = Q_{tot,\,k} / g_b$=15628 / 1 = 15628 KN

Nsd =9123 kN

FS = $Q_{ult,d} / N_{sd}$ = 15628 / 9123=1.7

Nella verifica SLU_GEO (Combinazione 1, A2+M1+R2) $Q_{ult,d}$ è equivalente a:

$Q_{ult,d} = Q_{tot,\,k} / g_b$=15616 / 1.7 = 9186 KN

Nsd = 8140 kN

FS = $Q_{ult,d} / N_{sd}$ =9186 / 8140=1.13

11 OPERE PROVVISIONALI: BERLINESE

Al fine di sostenere il terreno durante le fasi di scavo, si prevede la realizzazione di paratie di tipo a berlinese lungo l'intero perimetro del lotto interessato dagli scavi. La berlinese è costituita da pali trivellati in c.a. di diametro 800 mm ed è vincolata da uno o più ordini di tiranti di tipo provvisionale. In corrispondenza di alcuni tratti di scavo a ridosso di edifici esistenti, dove la costruzione dei tiranti avrebbe potuto causare interferenze con le fondazioni degli edifici esistenti, è stato invece previsto il puntellamento della paratia.

Le verifiche delle Paratie sono state eseguite con l'ausilio del programma di calcolo Paratie V6.2 (copyright Harpaceas s.r.l., Viale Richard, 1 20143 Milano).

Nei paragrafi successivi vengono riportate le verifiche di una sezione tipologica.

12 STATI LIMITE DI RIFERIMENTO

12.1 PARATIE

La normativa prevede due differenti categorie di verifiche per le opere di sostegno: verifiche di tipo geotecnico (GEO) e verifiche di tipo strutturale (STR). Nel seguito sono riportate specifiche verifiche da eseguire per ognuna delle due categorie.

VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO):

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR):

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$Ed \leq Rd$

dove

$$E_d = E\left[\gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d\right]$$

rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R}\left[\gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d\right]$$

è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

E_d e R_d sono funzione delle azioni di progetto ($F_d=\gamma_F \cdot F_k$), dei parametri di progetto ($X_d=X_k/\gamma_M$)e della geometria di progetto a_d. Il coefficiente γ_R presente nell'espressione di R_d agisce direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I. del D.M. 14.01.2008.

APPROCCIO 1
Combinazione 2: (A2+M2+R2)
Le rimanenti verifiche sono effettuate considerando almeno uno dei seguenti approcci:

APPROCCIO 1
Combinazione 1: (A1+M1+R1)
Combinazione 2: (A2+M2+R2)

APPROCCIO 2
Combinazione 1: (A1+M1+R3)

utilizzando i coefficienti parziali desunti nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. del D.M. 14.01.2008 e di seguito riportate.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	**(A1)** STR	**(A2)** GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I - D.M. 14.01.08).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II - D.M. 14.01.08).

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Coefficienti parziali □R per le verifiche agli SLU delle opere di sostegno (Tabella 6.5.I - D.M. 14.01.08).

Coefficiente	**R2**
γ_R	1.1

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli SLU per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (Tabella 6.8.I - D.M. 14.01.08).

VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Nelle verifiche a stato limite di esercizio (SLE) deve essere rispettata la seguente condizione:

$E_d \leq C_d$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Nella combinazione di esercizio "RARA" i coefficienti parziali amplificativi dei carichi (γ_F) e riduttivi dei parametri geotecnici (γ_M) si assumono con valore unitario.

12.2 TIRANTI DI ANCORAGGIO

I tiranti utilizzati per l'ancoraggio della paratia sono di tipo provvisionale. Le verifiche previste per i tiranti prendono in considerazione tutti i meccanismi di SLU, sia a breve sia a lungo termine.
Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio sono riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.
Il dimensionamento geotecnico, riferito allo stato limite di sfilamento del bulbo di ancoraggio, viene verificato considerando la validità della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

La verifica di tale condizione viene effettuata utilizzando la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I , 6.2.II e 6.6.I del D.M. 14.01.2008.
La verifica si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d (considerando tutti i possibili stati limite ultimi e di esercizio), con la resistenza di progetto R_{ad} (determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R). I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati per la fattorizzazione della resistenza caratteristica degli ancoraggi sono di seguito riportati.

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi (Tabella 6.6.I - D.M. 14.01.08).
Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio (R_{ak}) è stato determinato attraverso i metodi di calcolo analitici attualmente presenti in letteratura (Bustamante-Doix). I valori caratteristici dei parametri geotecnici da utilizzare nelle verifiche sono stati desunti dai risultati delle prove in sito effettuate durante la campagna di indagini geognostiche.

Il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze Ra,c ottenute dal calcolo.

$$R_{ak} = \min\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}$$

La valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non richiede l'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno. Vengono perciò utilizzati i coefficienti parziali di sicurezza unitari M1.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Fattori di correlazione per la resistenza caratteristica (Tabella 6.6.III - D.M. 14.01.08).

13 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Le caratteristiche meccaniche del terreno assunte per la progettazione sono riportate nella seguente tabella. Per una esaustiva lettura dei parametri geotecnici e della loro determinazione si rimanda alla relazione geologica e geotecnica (D'Appolonia, 2010).

Tabella 20 caratteristiche del terreno in-situ

STRATO	γ (kN/m3)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	E_d (MPa)	E_u (MPa)	UCS (Mpa)
Unità 1 Riporto antropico	19.5	28	0	0	5	-	-
Unità 2 Suolo argilloso con residui antropici	18.5	25	0	50	5	25	-
Unità 3 Calcari del Monte Antola da fratturati a intatti	26	35	150	0	9000	-	8 - 53

Ai fini del dimensionamento delle paratie sono state considerate due differenti stratigrafie di progetto in funzione della posizione del tratto analizzato. In particolare, i tratti del perimetro di scavo TC ed FH sono stati denominati Zona 1, mentre i tratti CF e HT sono stati denominati Zona 2. Di seguito vengono riportate le stratigrafie utilizzate ai fini delle analisi e delle verifiche delle opere di sostegno.

Tabella 21 Stratigrafia Zona 1

ZONA 1	Profondità (m)
Unità 1 Riporto antropico	0.0 – 3.0
Unità 2 Suolo argilloso con residui antropici	3.0 – 15.0
Unità 3 Calcari del Monte Antola da fratturati a intatti	Da 15.0

Tabella 22 Stratigrafia Zona 2

ZONA 2	Profondità (m)
Unità 1 Riporto antropico	0.0 – 11.5
Unità 2 Suolo argilloso con residui antropici	11.5 – 19.0
Unità 3 Calcari del Monte Antola da fratturati a intatti	Da 19.0

14 VERIFICHE SEZIONI TIPOLOGICHE

Di seguito vengono riportate le verifiche delle opere provvisionali relative alle sezioni tipologiche individuate lungo il perimetro di scavo.

I tiranti previsti per vincolare le berlinesi di sostegno allo scavo sono di tipo provvisorio attivi, costituiti da trefoli in acciaio armonico. Le principali caratteristiche geometriche sono di seguito riportate:

Diametro di perforazione	0.298 m;
Lunghezza del bulbo	3m / 4 m;
Lunghezza libera	4 m / 20 m;
Inclinazione	40°;
Interasse	2.40 m

La scelta della geometria dei tiranti è stata condizionata sia dalle caratteristiche geologico/geotecniche del sito sia dalle problematiche legate alla presenza di edifici ed infrastrutture nelle immediate adiacenze del perimetro del lotto.
In particolare, da una attenta analisi delle sezioni geologiche si desume che la quasi totalità del perimetro di scavo è costituita da uno strato di terreno di spessore variabile tra i 10 e i 19 m di caratteristiche geotecniche relativamente scadenti prima di incontrare l'ammasso roccioso caratterizzato da calcari del Monte Antola. Questo comporta essenzialmente due problematiche di tipo geotecnico:

- Le caratteristiche scadenti del terreno superficiale determinano lunghezze dei bulbi di ancoraggio elevate;
- per quanto riguarda le analisi di stabilità globale dell'insieme terreno-opera, la formazione di superfici di scorrimento profonde che influiscono in modo gravoso sul tratto di lunghezza libera dei tiranti;

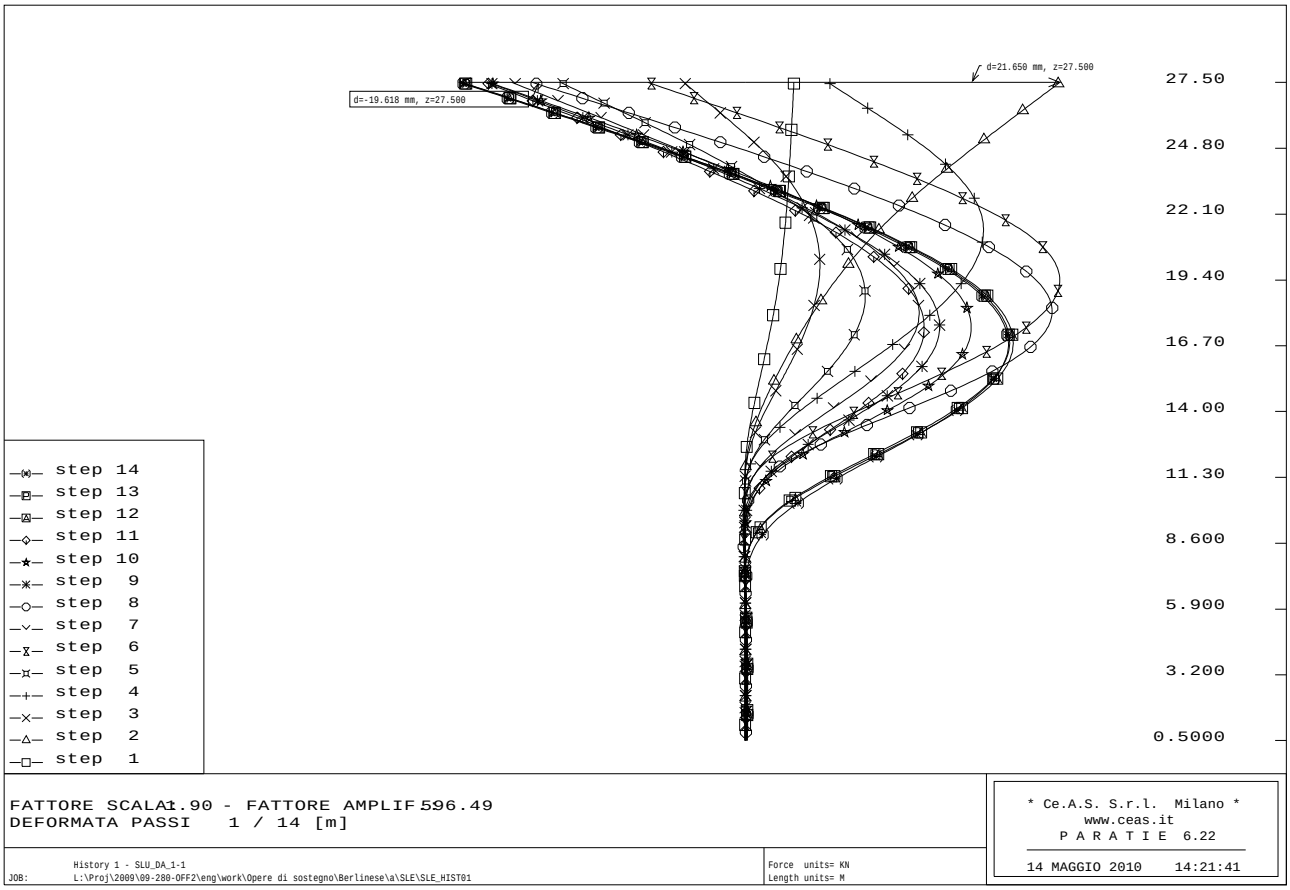
Inoltre, il perimetro del lotto è interessato esternamente dalla presenza di edifici e strade, che costituiscono un sovraccarico gravante sulle opere di sostegno dello scavo. Tali opere, non facenti parte del lotto oggetto di analisi, risultano di propietà di privati o di altri enti terzi e come tali costituiscono un vincolo per la lunghezza dei tiranti di ancoraggi. Benchè i tiranti di ancoraggio previsti siano opere provvisionali, l'ingombro orizzontale totale dei tiranti stessi non può invadere la zona sottostante le fondazioni degli edifici adiacenti.

Per queste motivazioni, la scelta progettuale è stata quindi mirata alla minimizzazione dell'ingombro orizzontale dei tiranti. Questo obiettivo è stato raggiunto inclinando i tiranti di 40° rispetto al piano campagna per intercettare lo strato di roccia presente ad una profondità tra 10 e 19 m dal piano campagna e rispettare il vincolo di non invasione delle proprietà adiacenti.

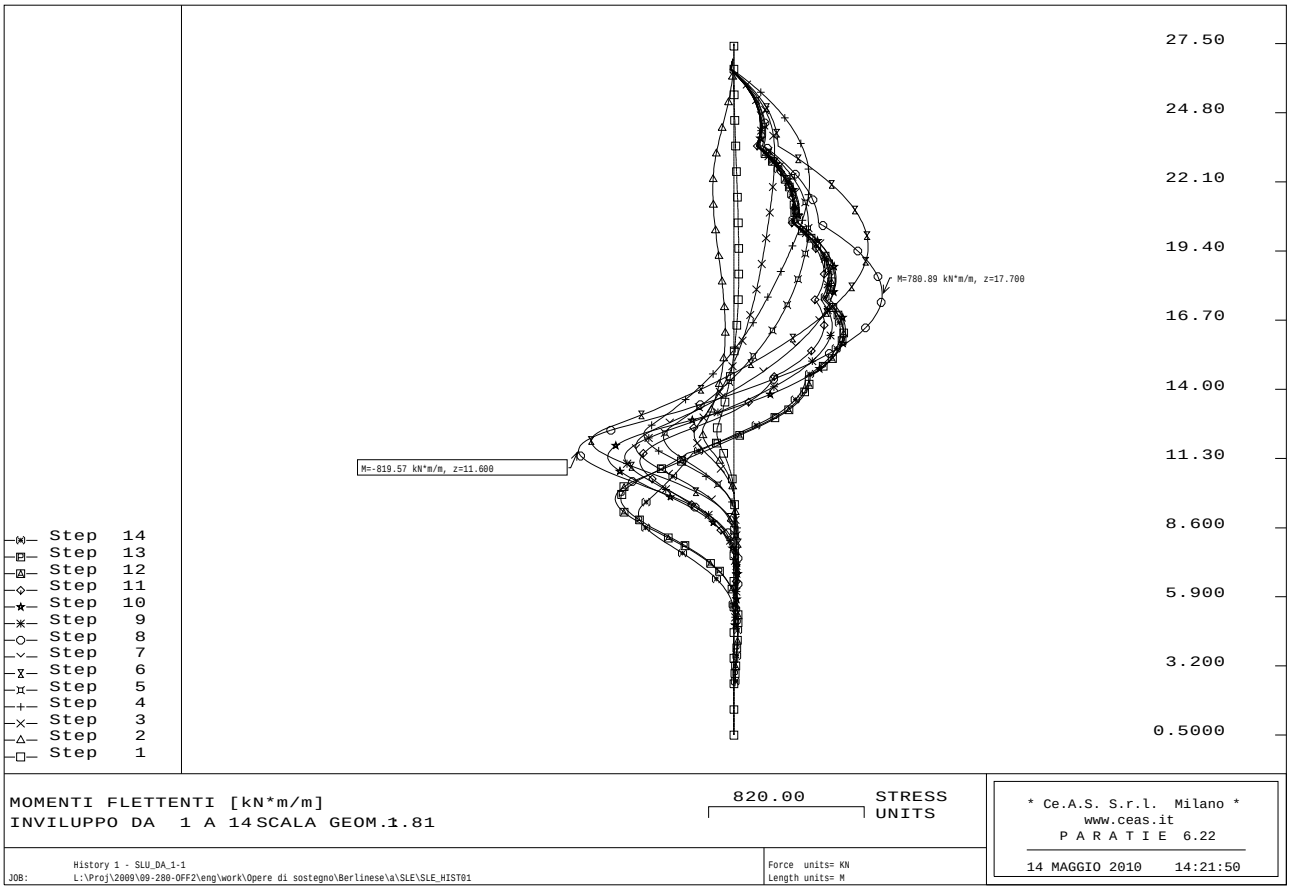
14.1 VERIFICHE PALI

14.1.1 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO AB

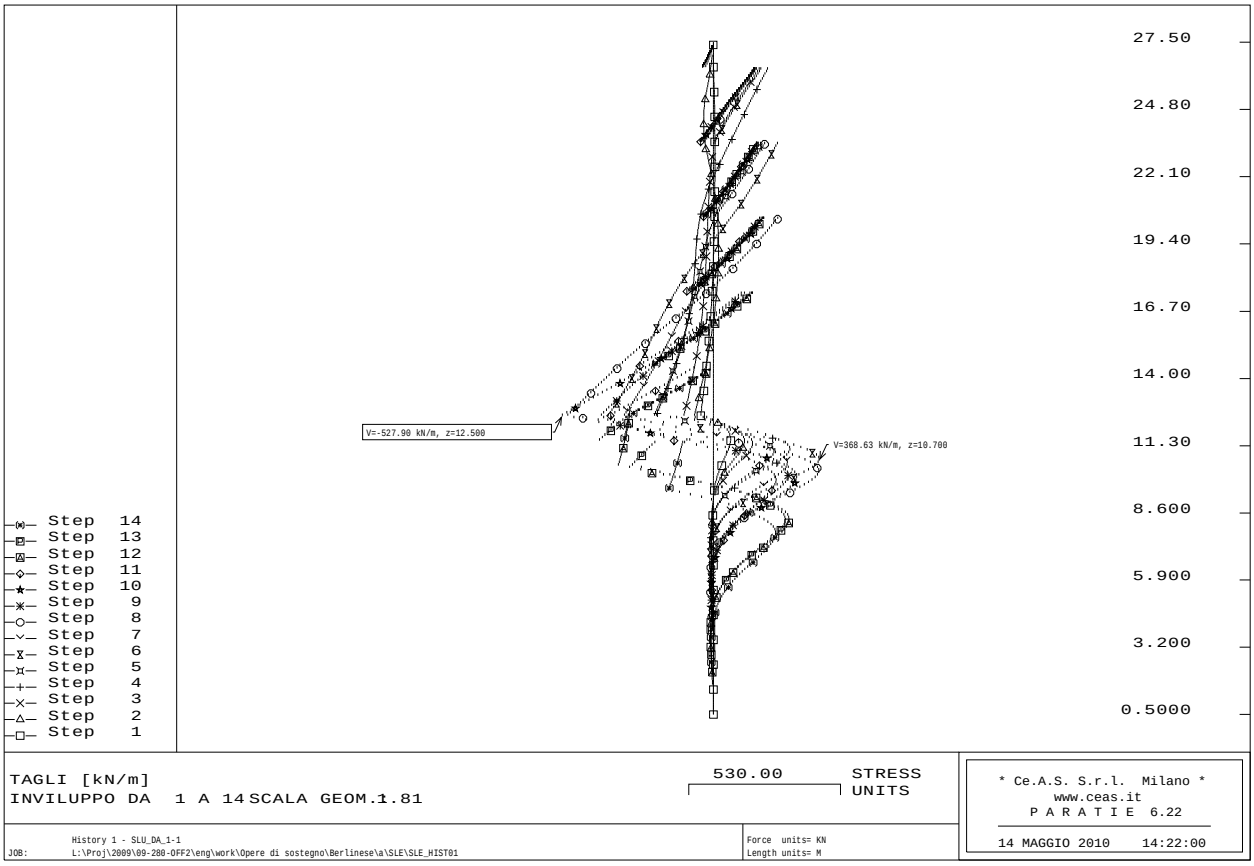
Le verifiche del tratto AB sono state eseguite considerando la stratigrafia definita per la Zona 1. A monte della paratia è stato considerato cautelativamente un sovraccarico q = 20 kN/m^2 dovuto alla presenza di una strada a ridosso della zona di scavo. I risultati delle analisi sono di seguito presentati.



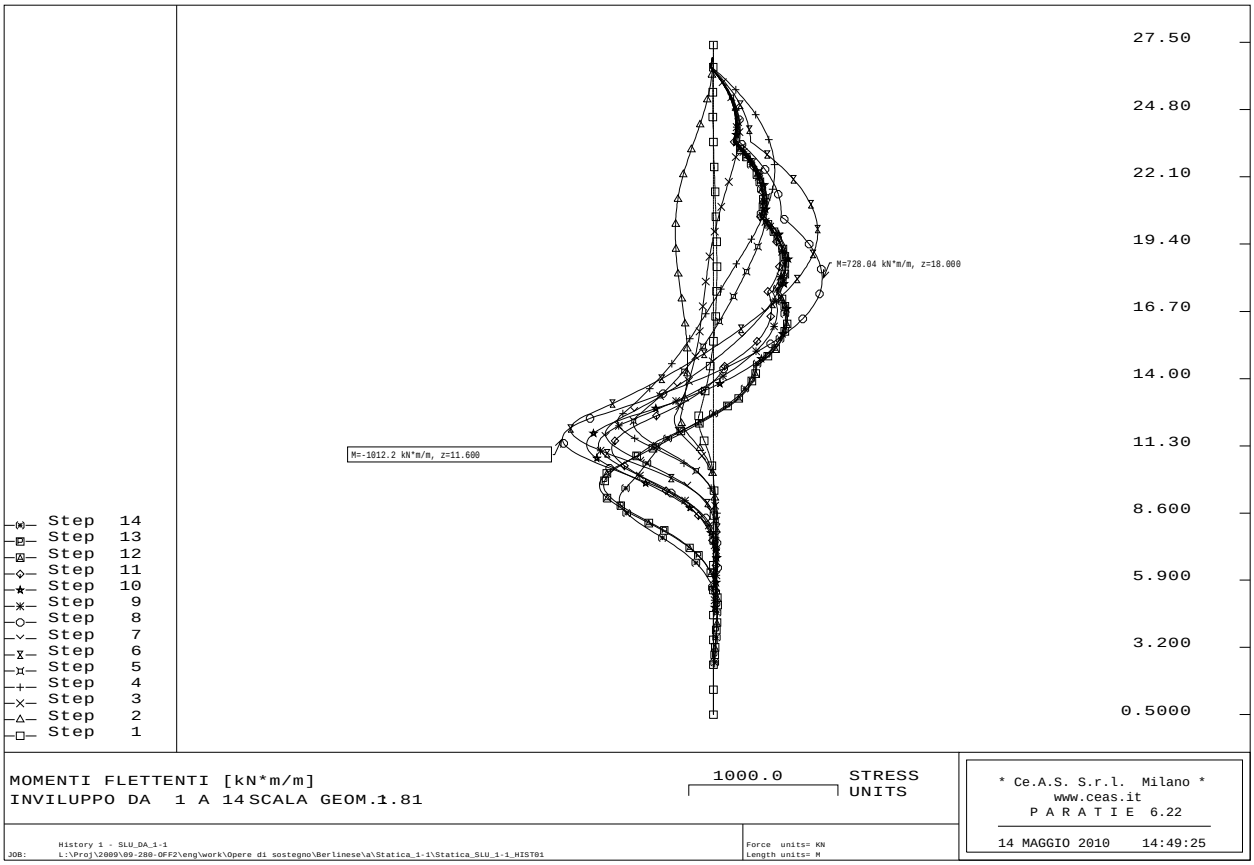
SLE - Spostamento orizzontale massimo = 22 mm



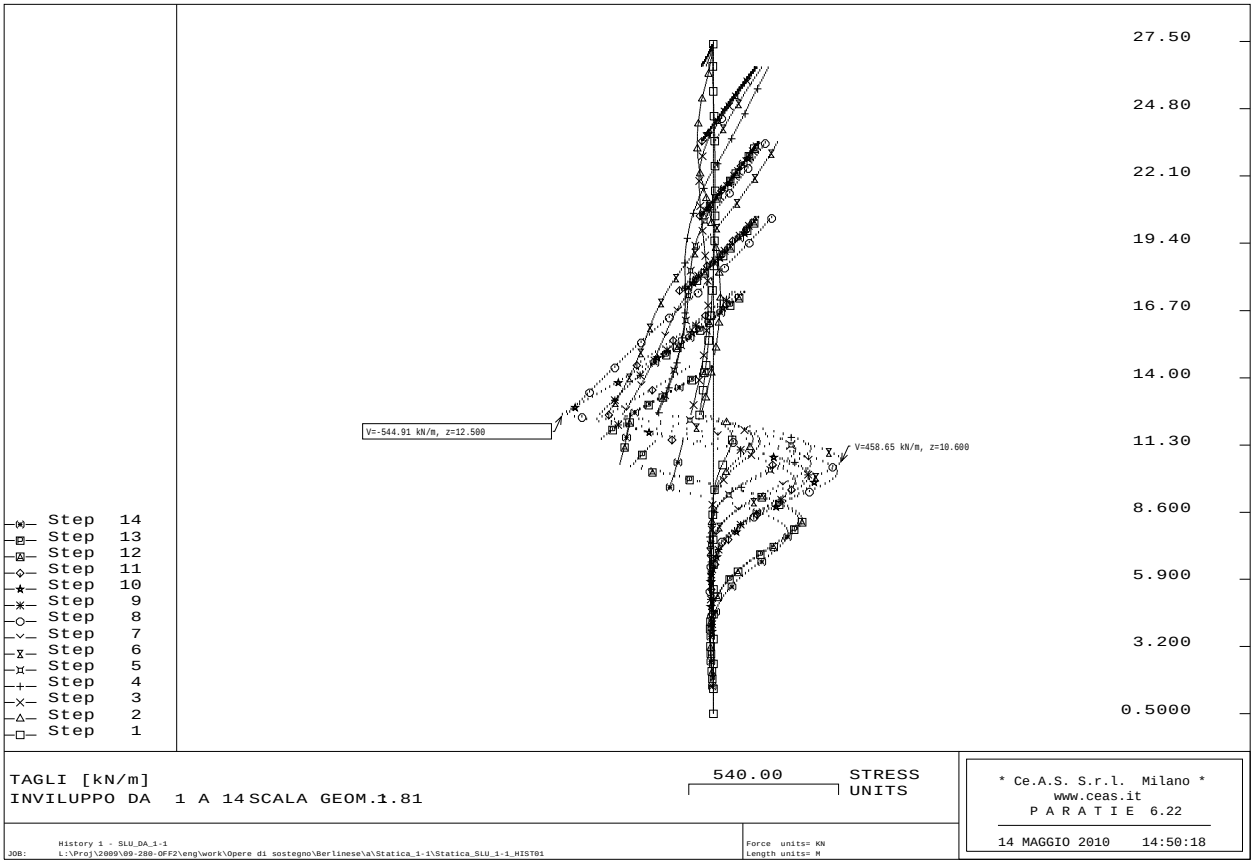
SLE - Momento massimo M= 820 kNm/m



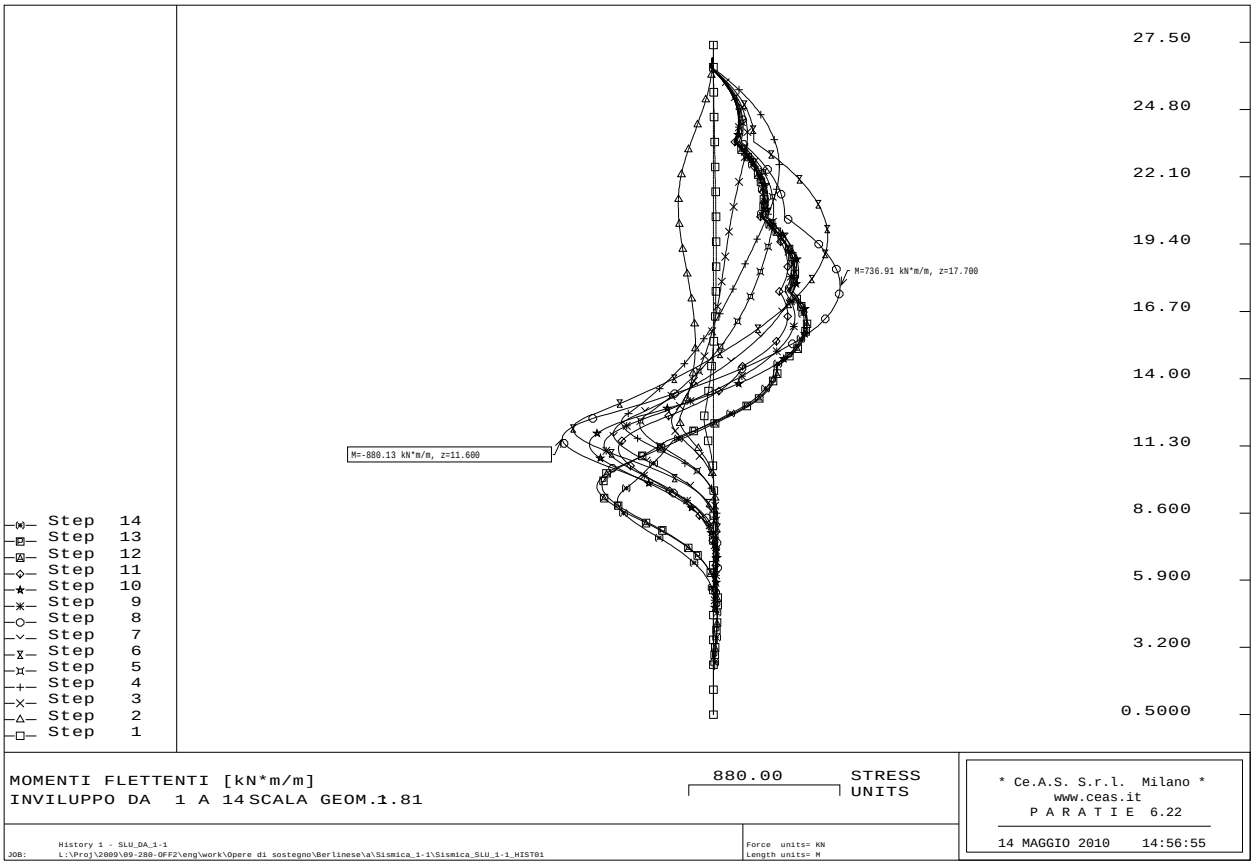
SLE - Taglio massimo = 528 kN/m



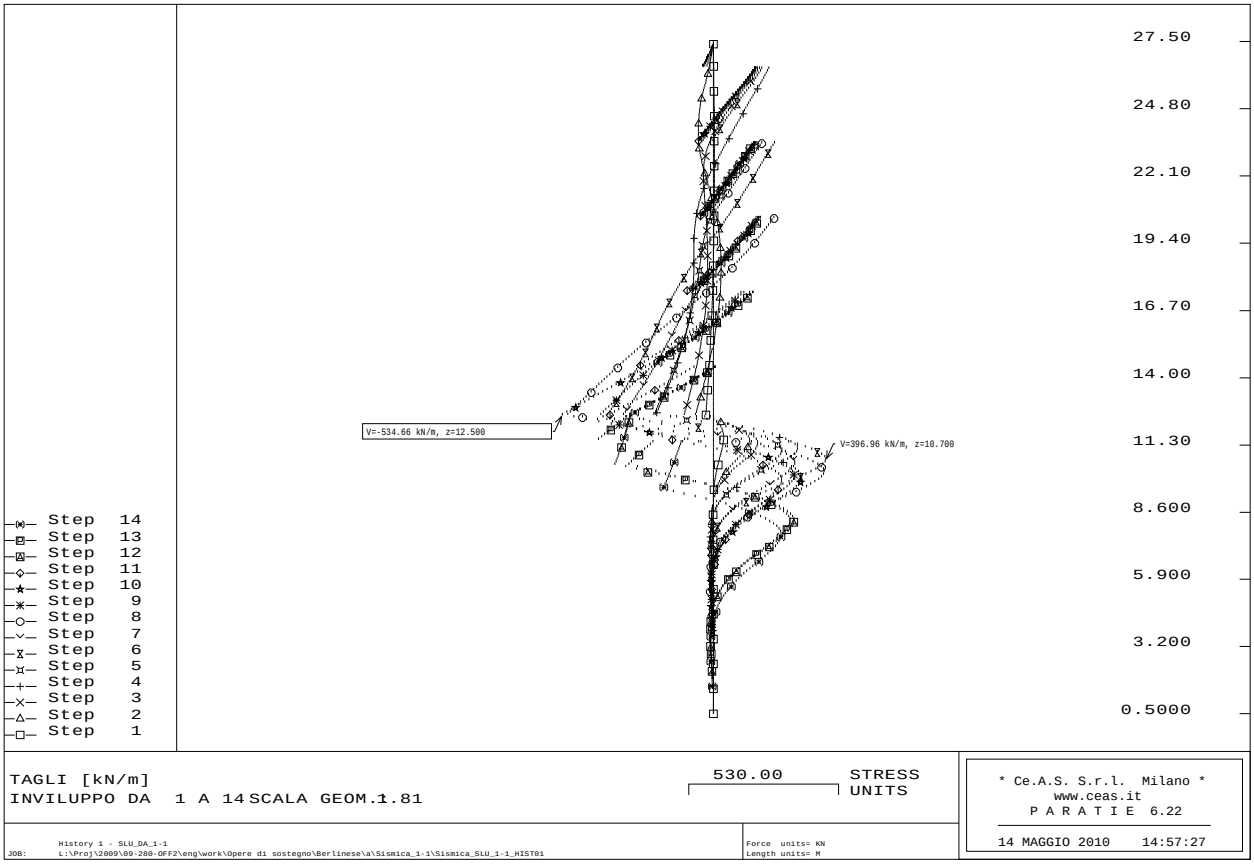
SLU (A1-M1) STATICA – Momento massimo M= 1013 kNm/m



SLU (A1-M1) STATICA – Taglio massimo = 545 kN/m



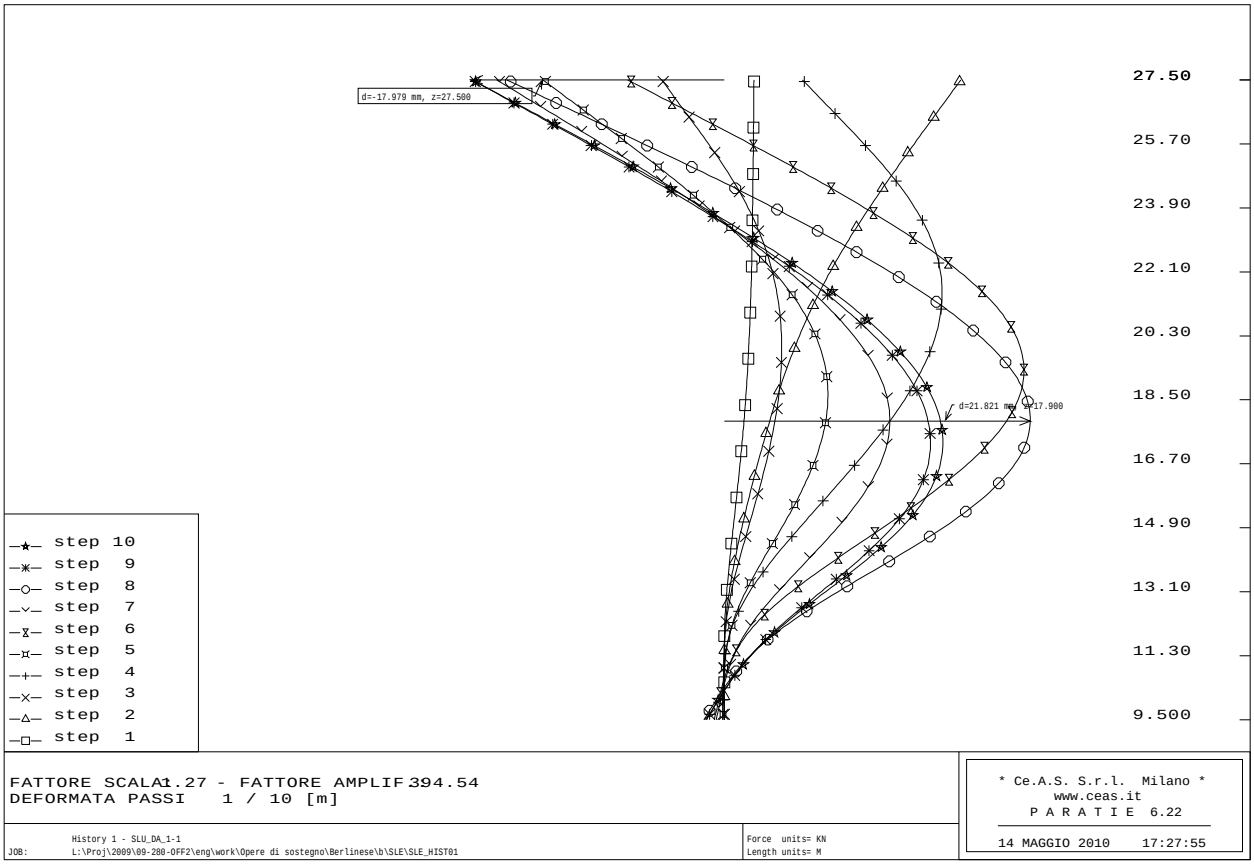
SLU (A1-M1) SISMICA – Momento massimo = 881 kNm/m



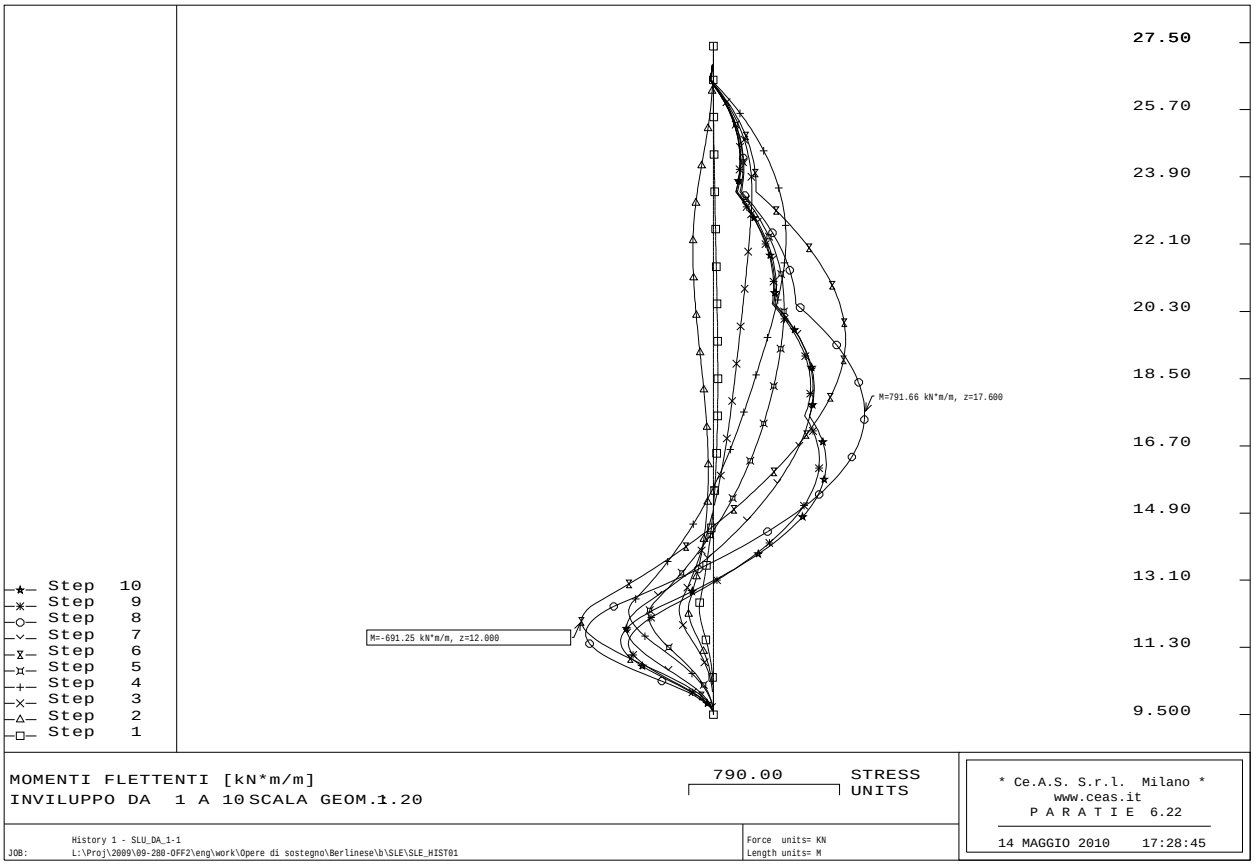
SLU (A1-M1) SISMICA – Taglio massimo = 535 kN/m

14.1.2 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO B1C

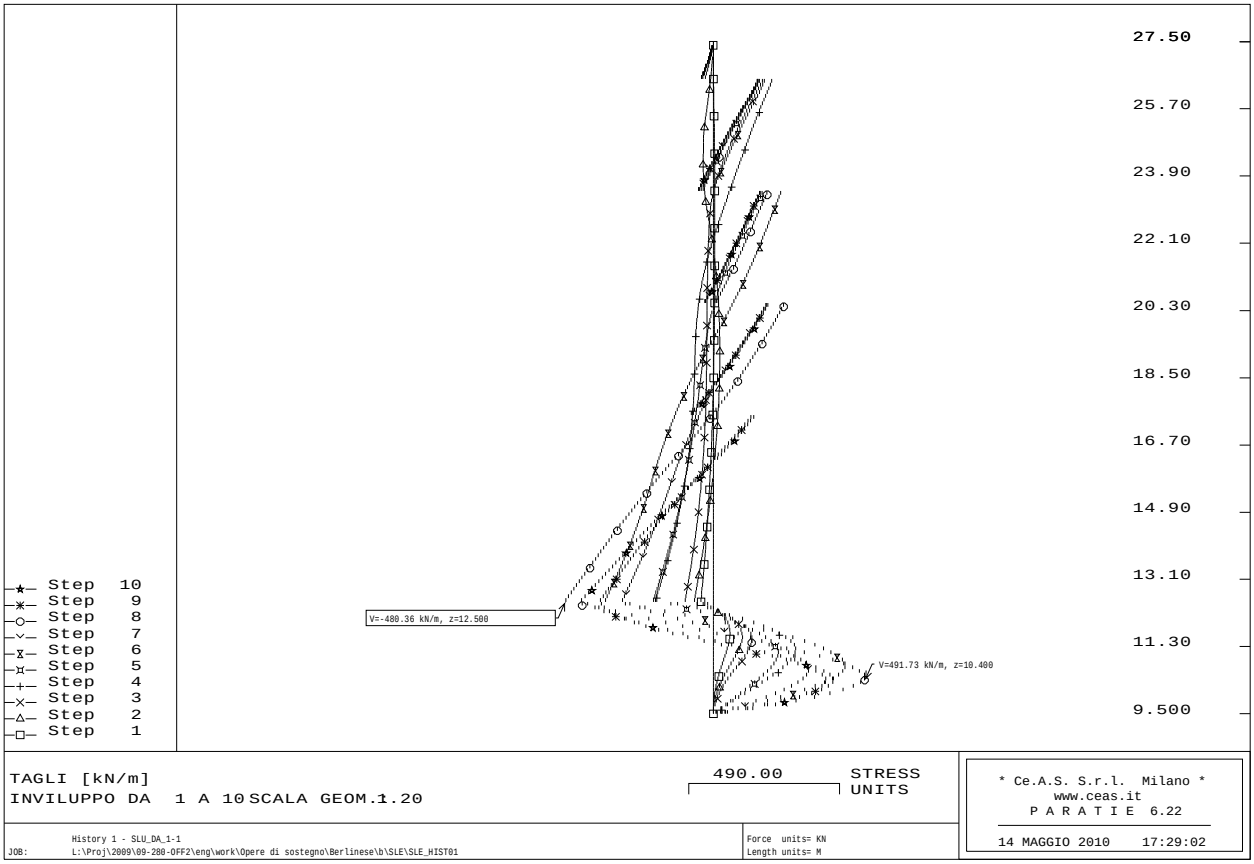
Le verifiche del tratto B1C sono state eseguite considerando la stratigrafia definita per la Zona 1. A monte della paratia è stato considerato cautelativamente un sovraccarico q = 20 kN/m^2 dovuto alla presenza di una strada a ridosso della zona di scavo. I risultati delle analisi sono di seguito presentati.



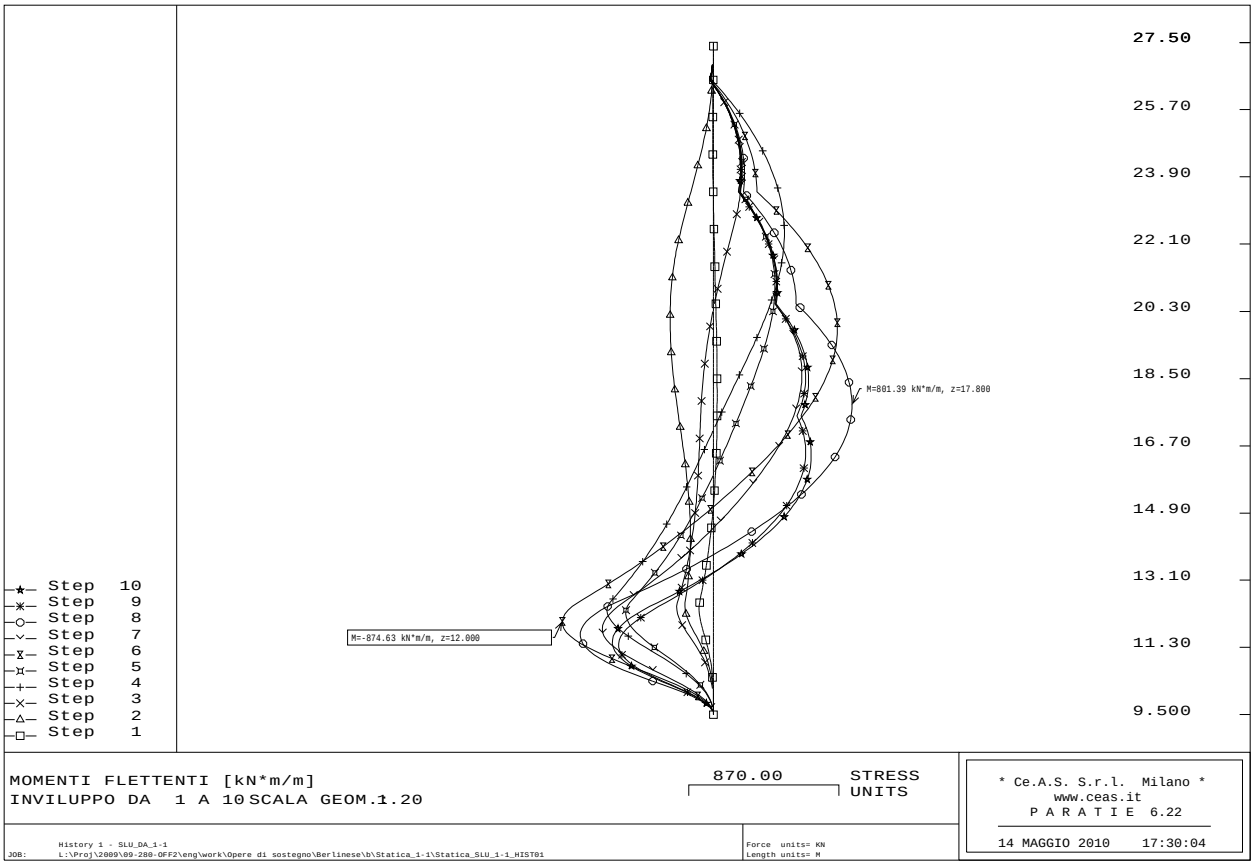
SLE - Spostamento orizzontale massimo = 22 mm



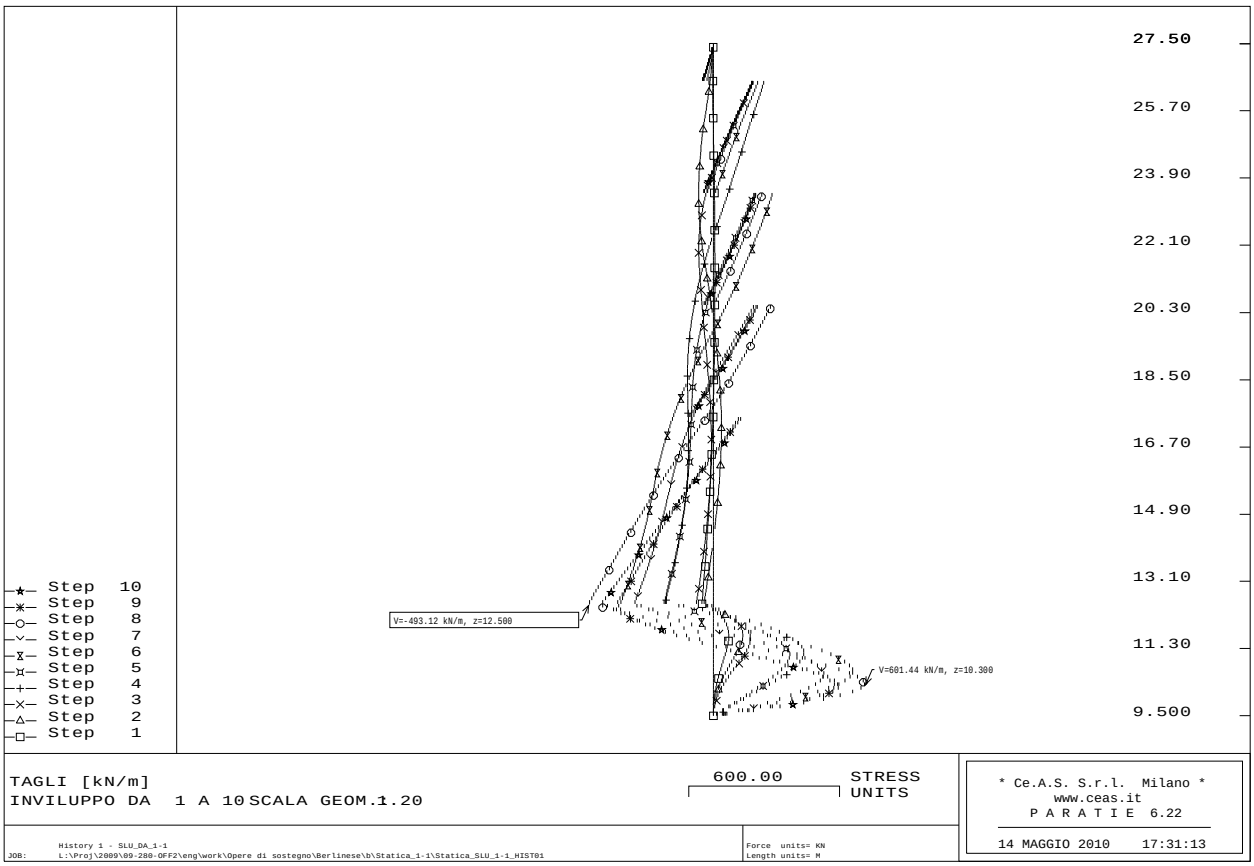
SLE – Momento massimo = 792 kNm/m



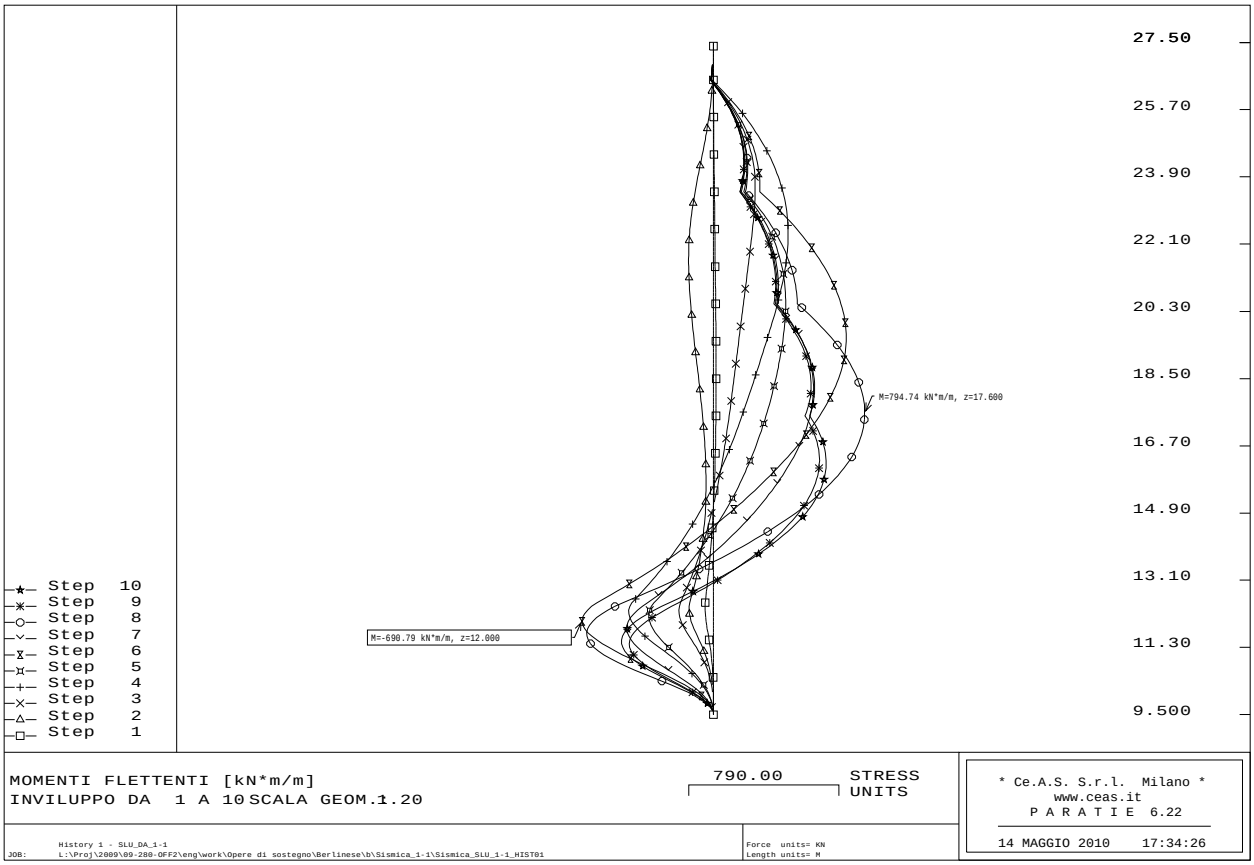
SLE – Taglio massimo = 492 kN/m



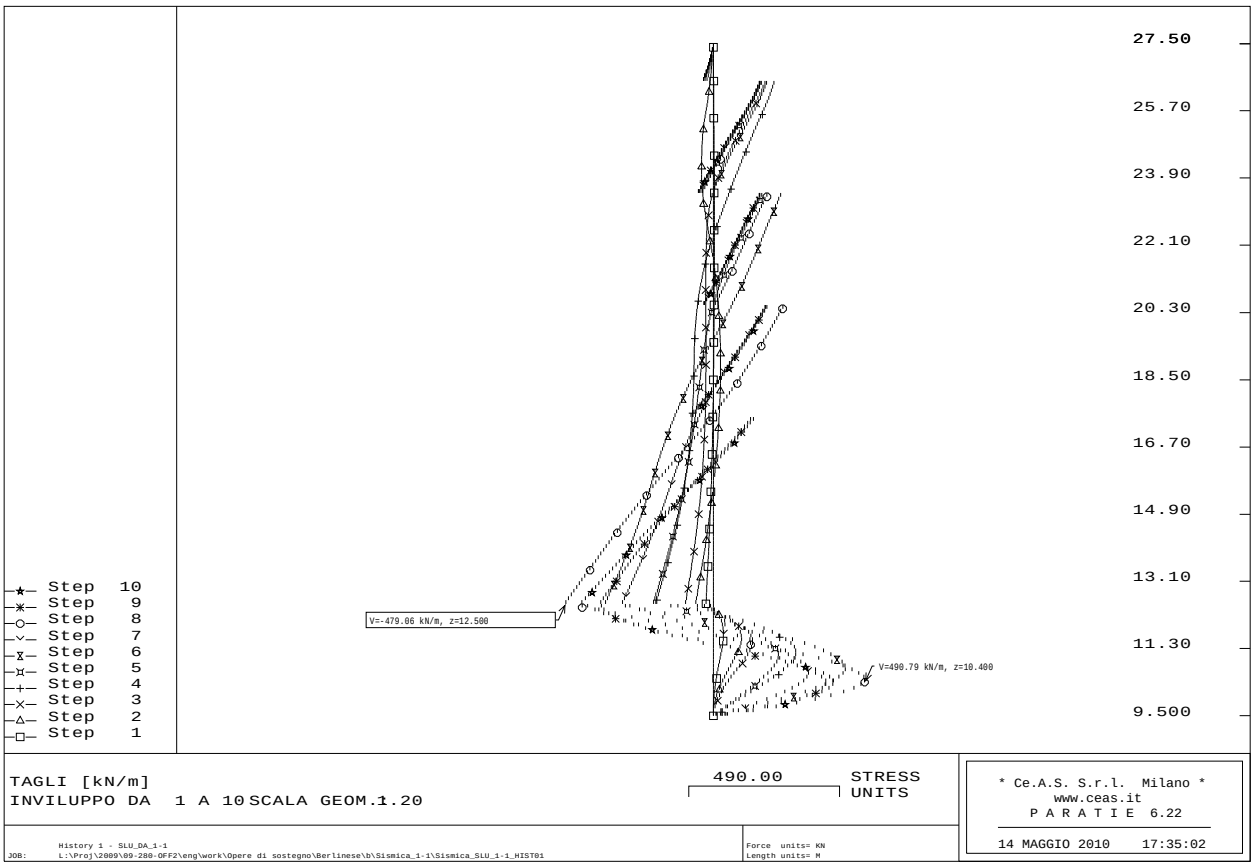
SLU (A1-M1) STATICA – Momento massimo = 875 kNm/m



SLU (A1-M1) STATICA – Taglio massimo = 602 kN/m



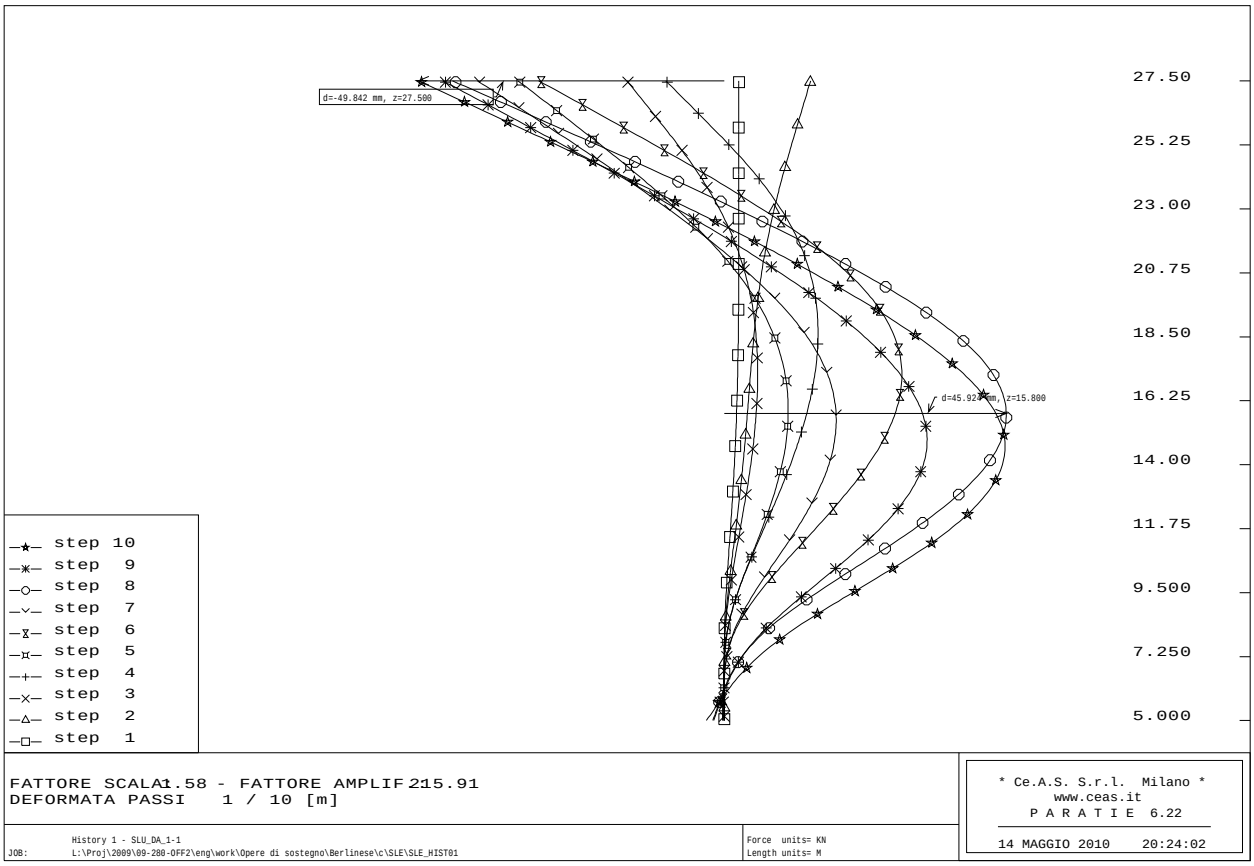
SLU (A1-M1) SISMICA – Momento massimo = 795 kNm/m



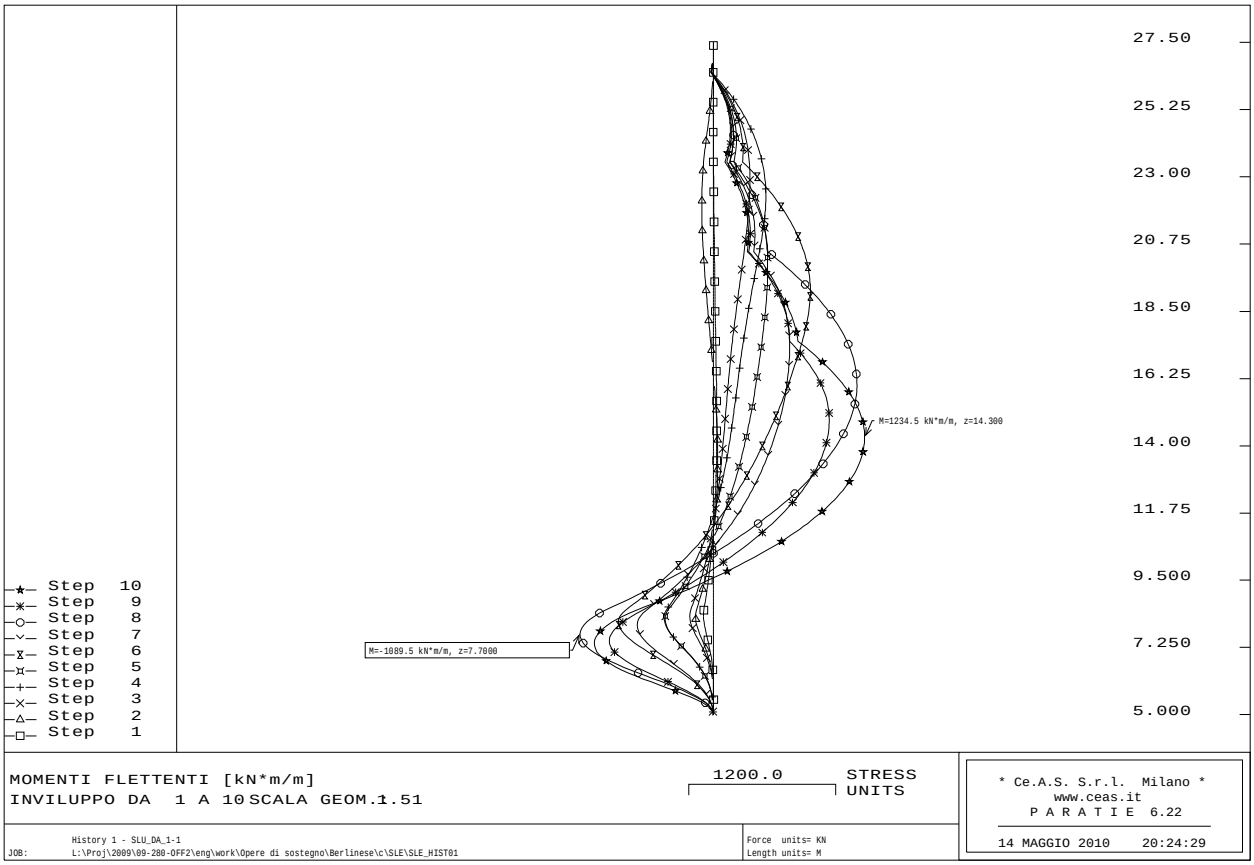
SLU (A1-M1) SISMICA – Taglio massimo = 491 kN/m

14.1.3 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO C1C2

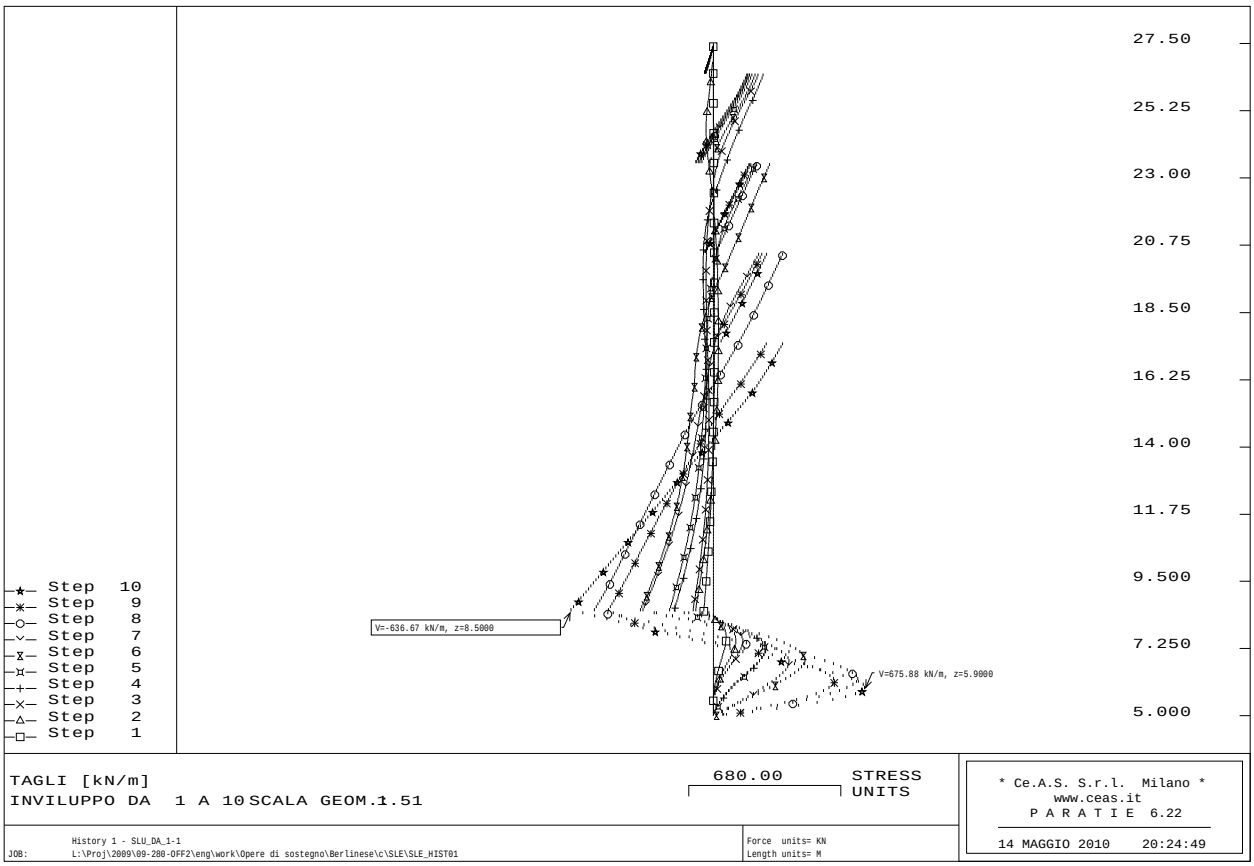
Le verifiche del tratto C1C2 sono state eseguite considerando la stratigrafia definita per la Zona 2. A monte della paratia è stato considerato cautelativamente un sovraccarico q = 20 kN/m^2 dovuto alla presenza di una strada a ridosso della zona di scavo. I risultati delle analisi sono di seguito presentati.



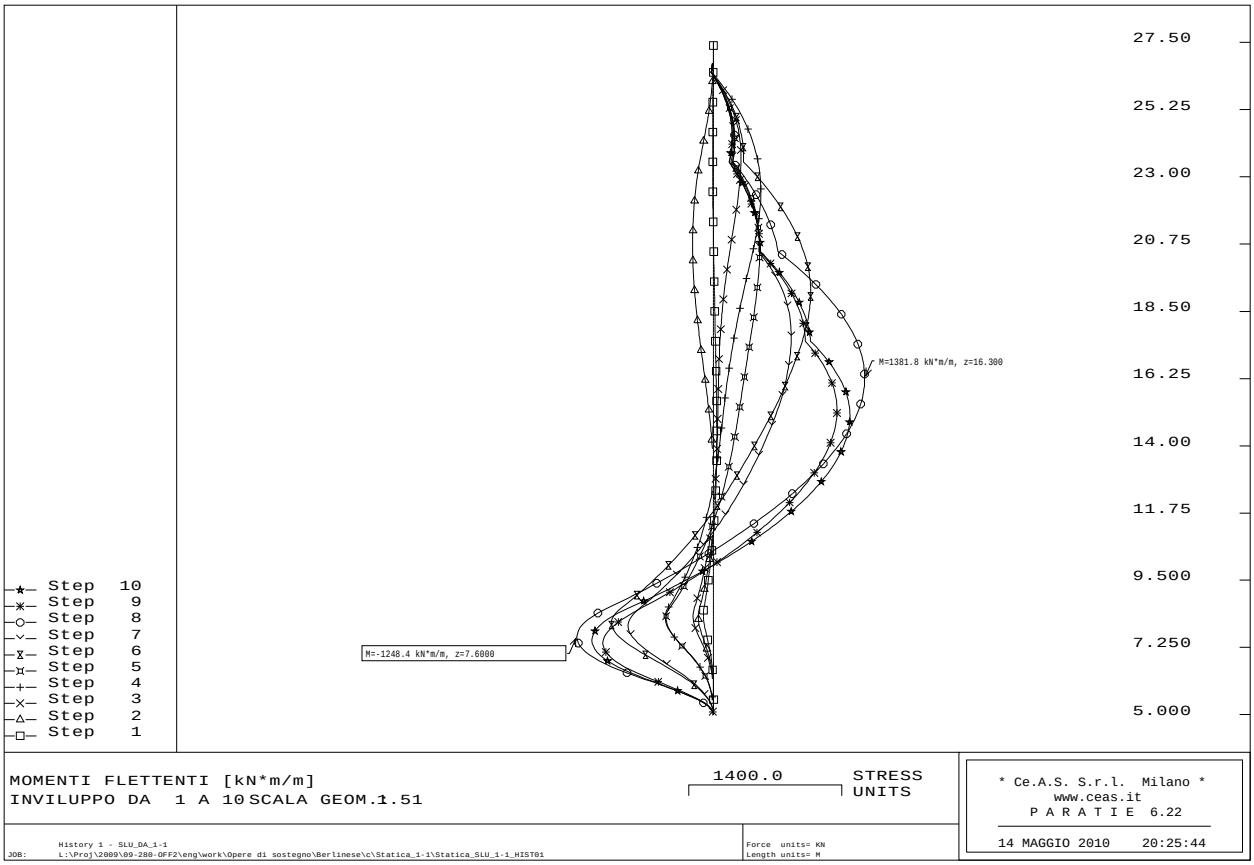
SLE - Spostamento orizzontale massimo = 50 mm



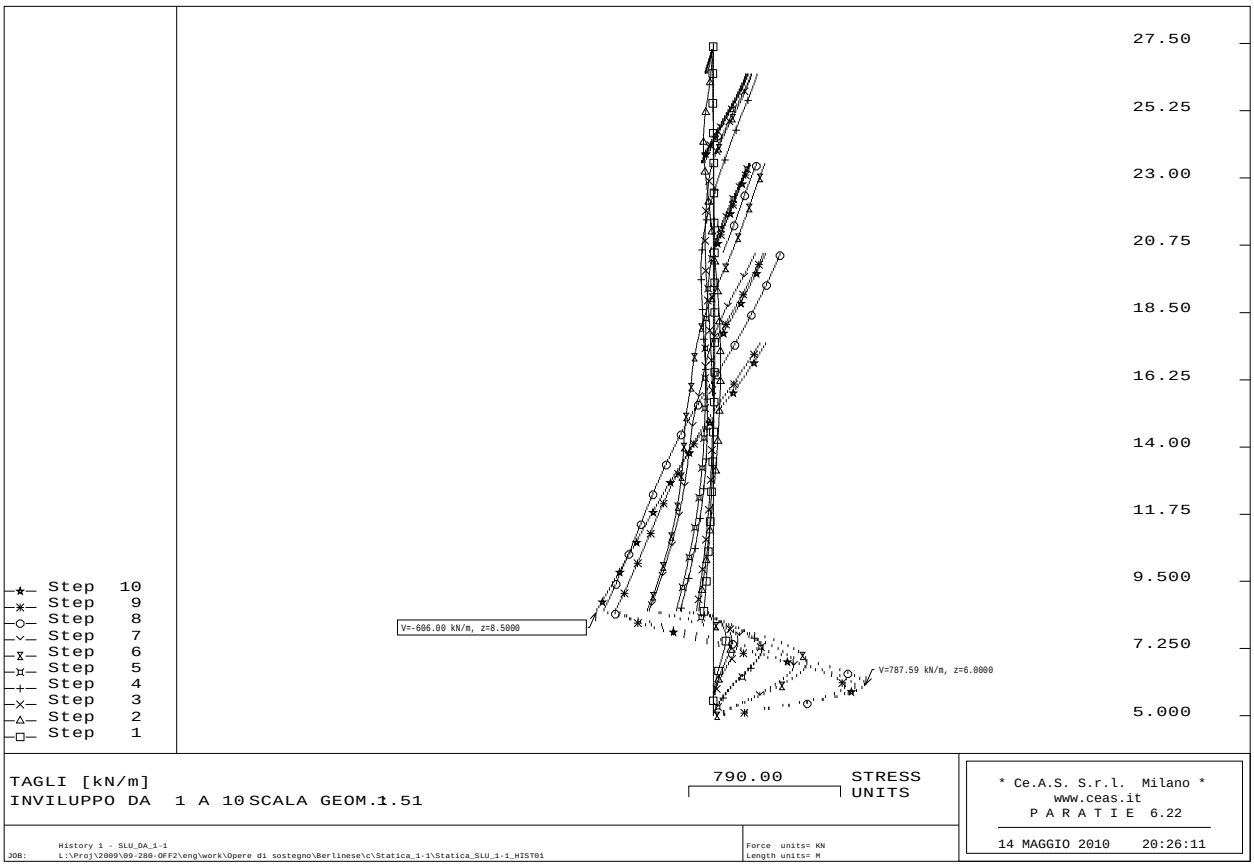
SLE – Momento massimo = 1235 kNm/m



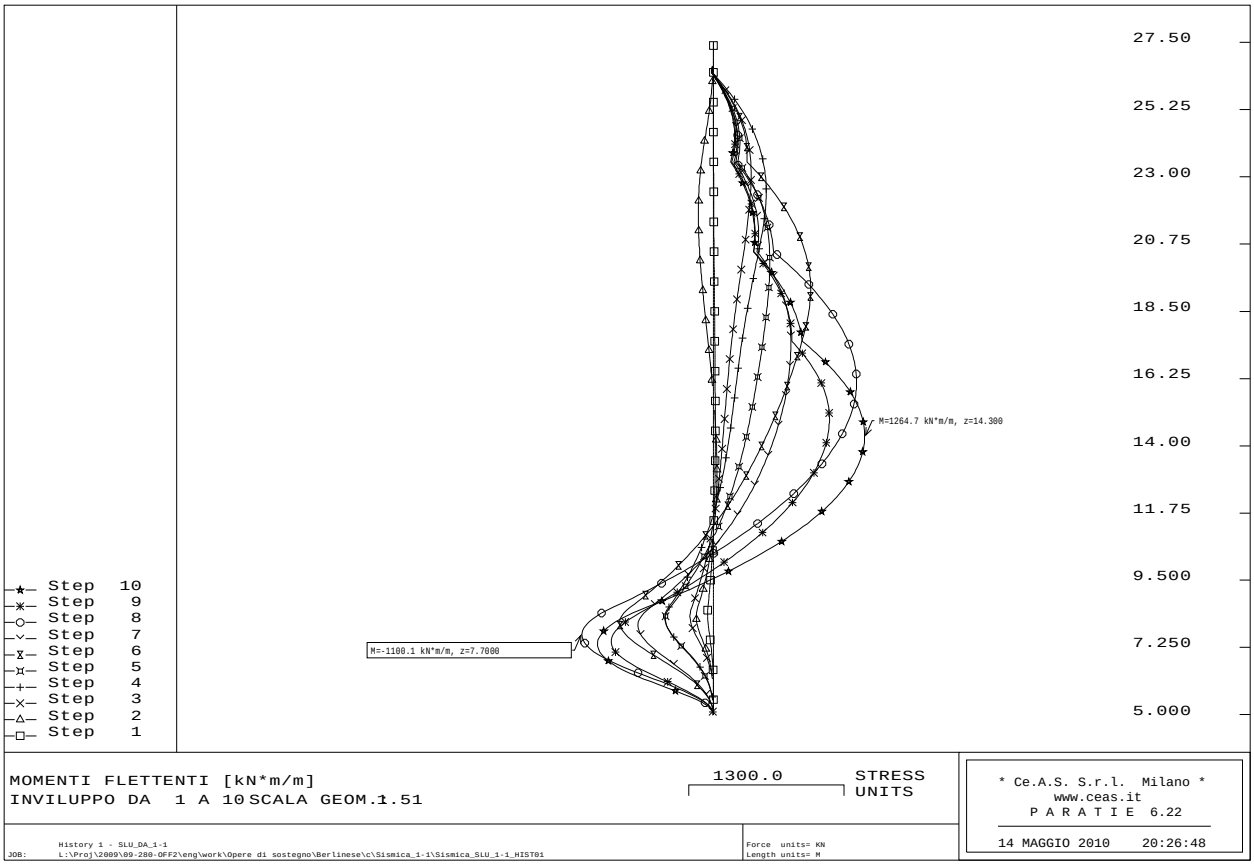
SLE – Taglio massimo = 676 kN/m



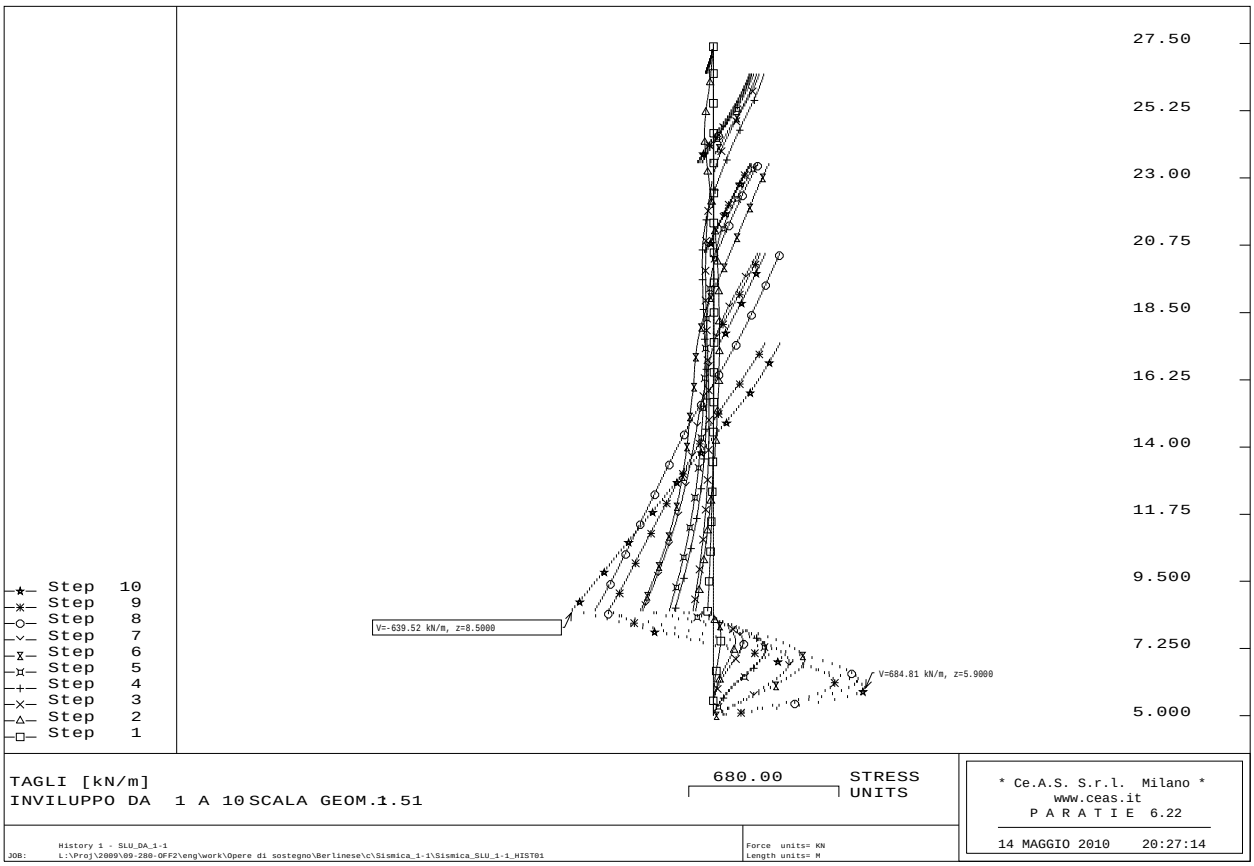
SLU (A1-M1) STATICA – Momento massimo = 1382 kNm/m



SLU (A1-M1) STATICA – Taglio massimo = 788 kN/m



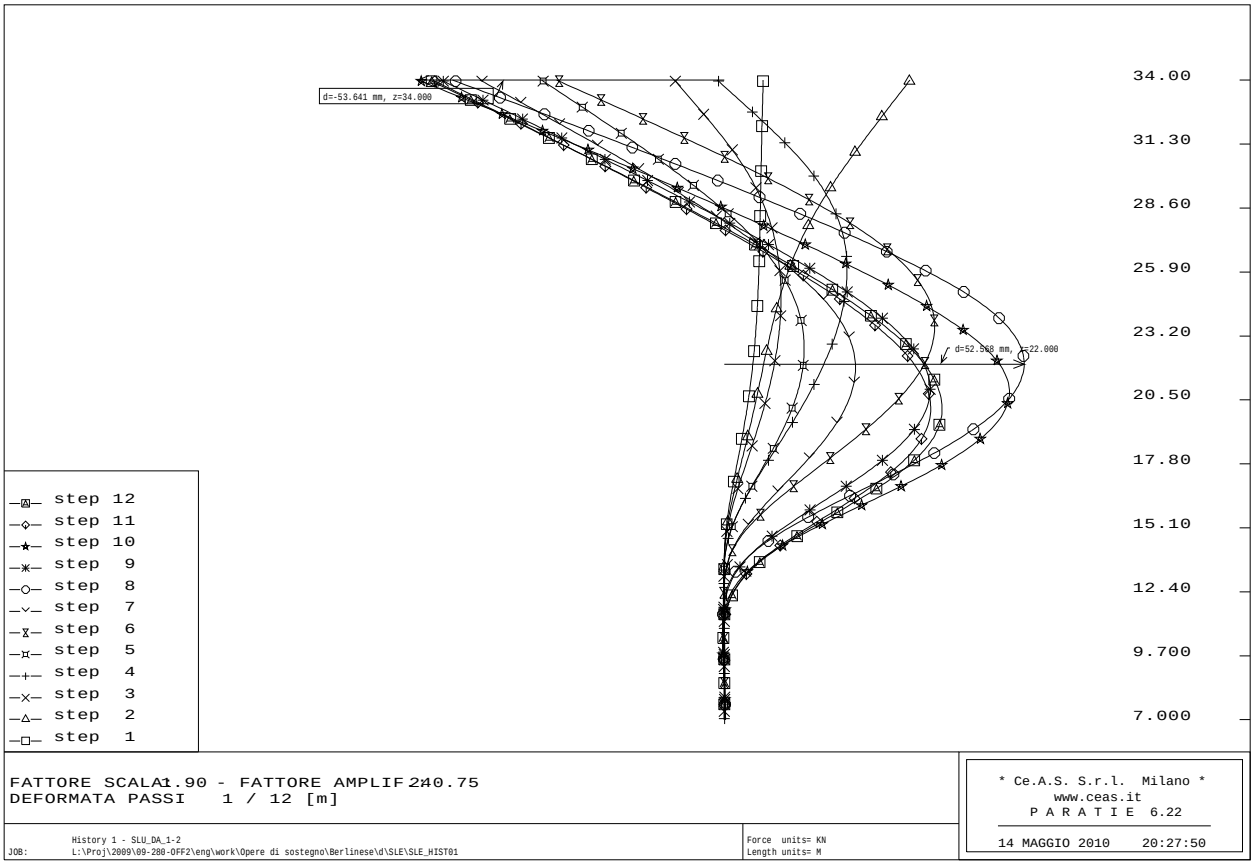
SLU (A1-M1) SISMICA – Momento massimo = 1265 kNm/m



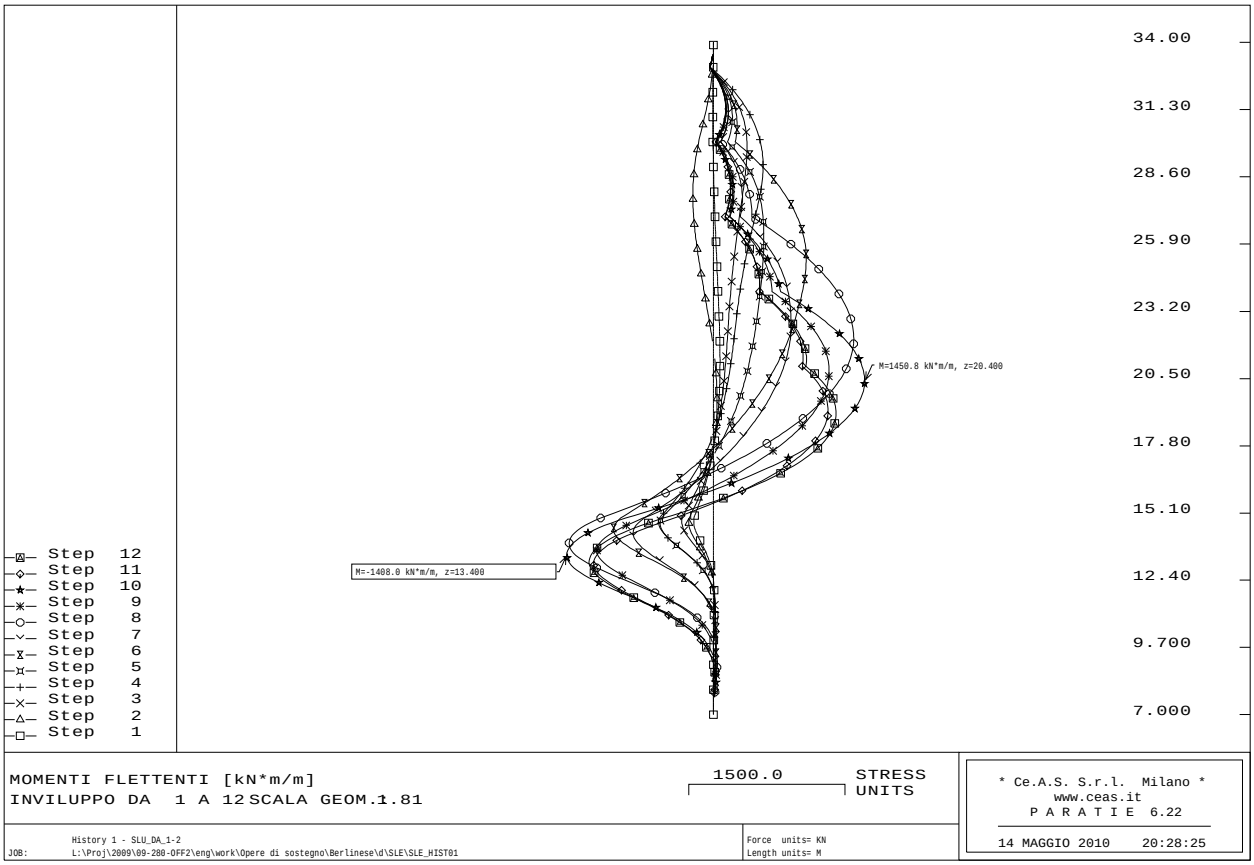
SLU (A1-M1) SISMICA – Taglio massimo = 685 kN/m

14.1.4 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO MN

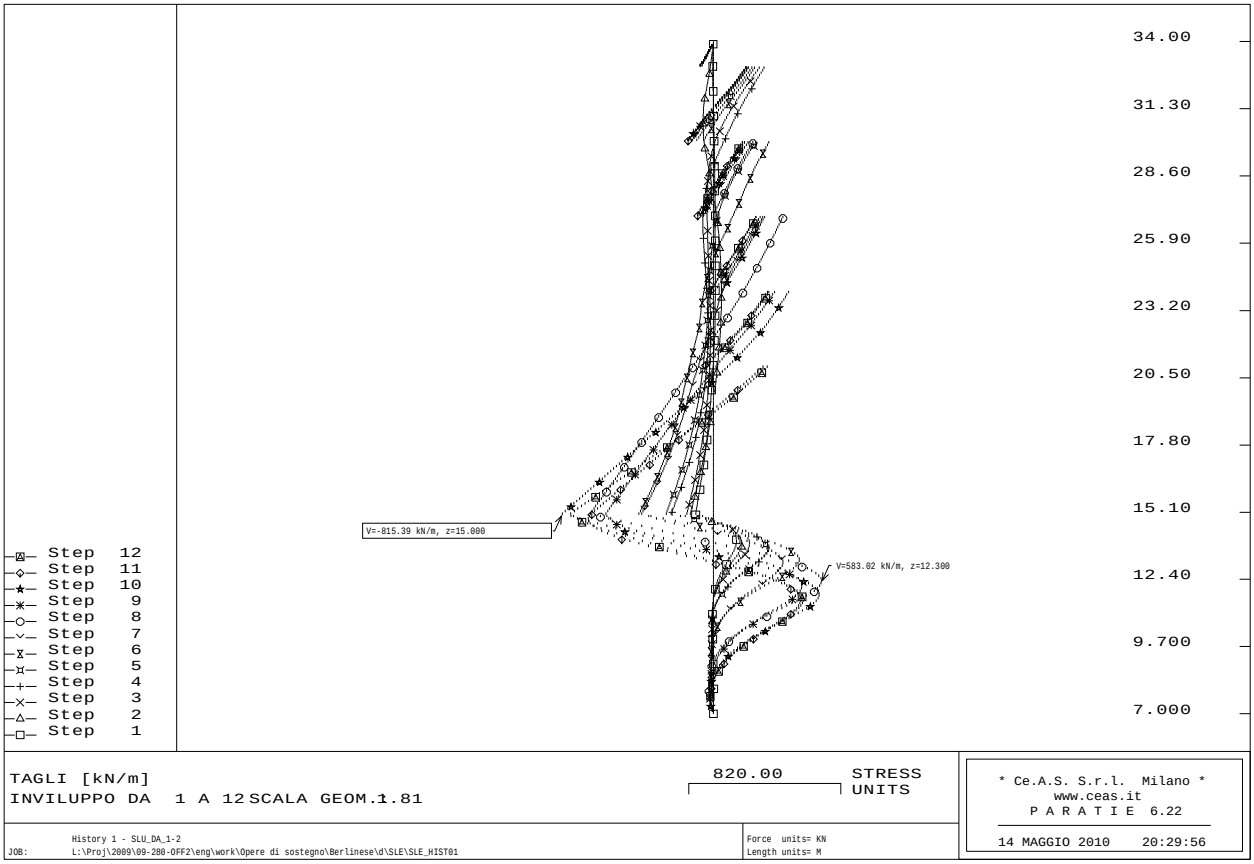
Le verifiche del tratto MN sono state eseguite considerando la stratigrafia definita per la Zona 1. A monte della paratia è stato considerato un sovraccarico q = 44 kN/m^2 dovuto alla presenza di un edificio a ridosso della zona di scavo. I risultati delle analisi sono di seguito presentati.



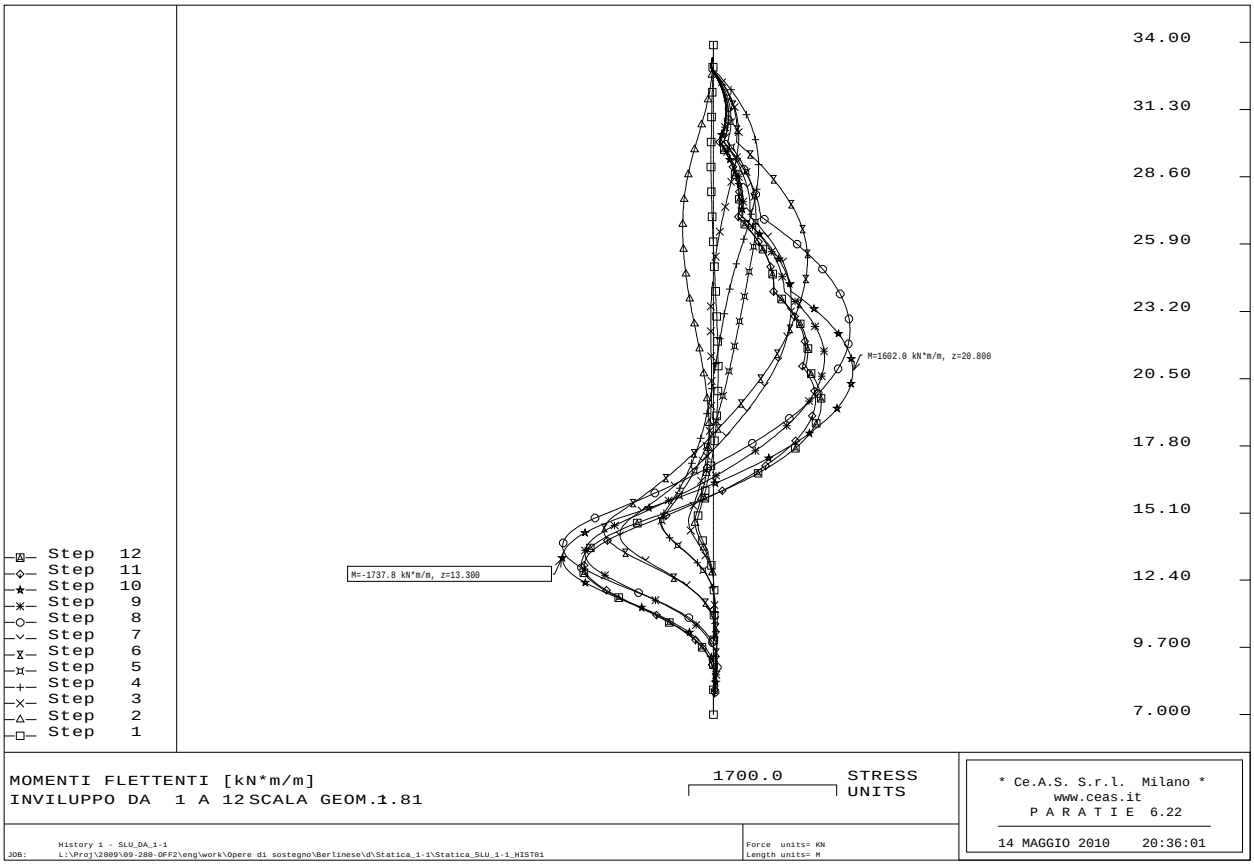
SLE - Spostamento orizzontale massimo = 54 mm



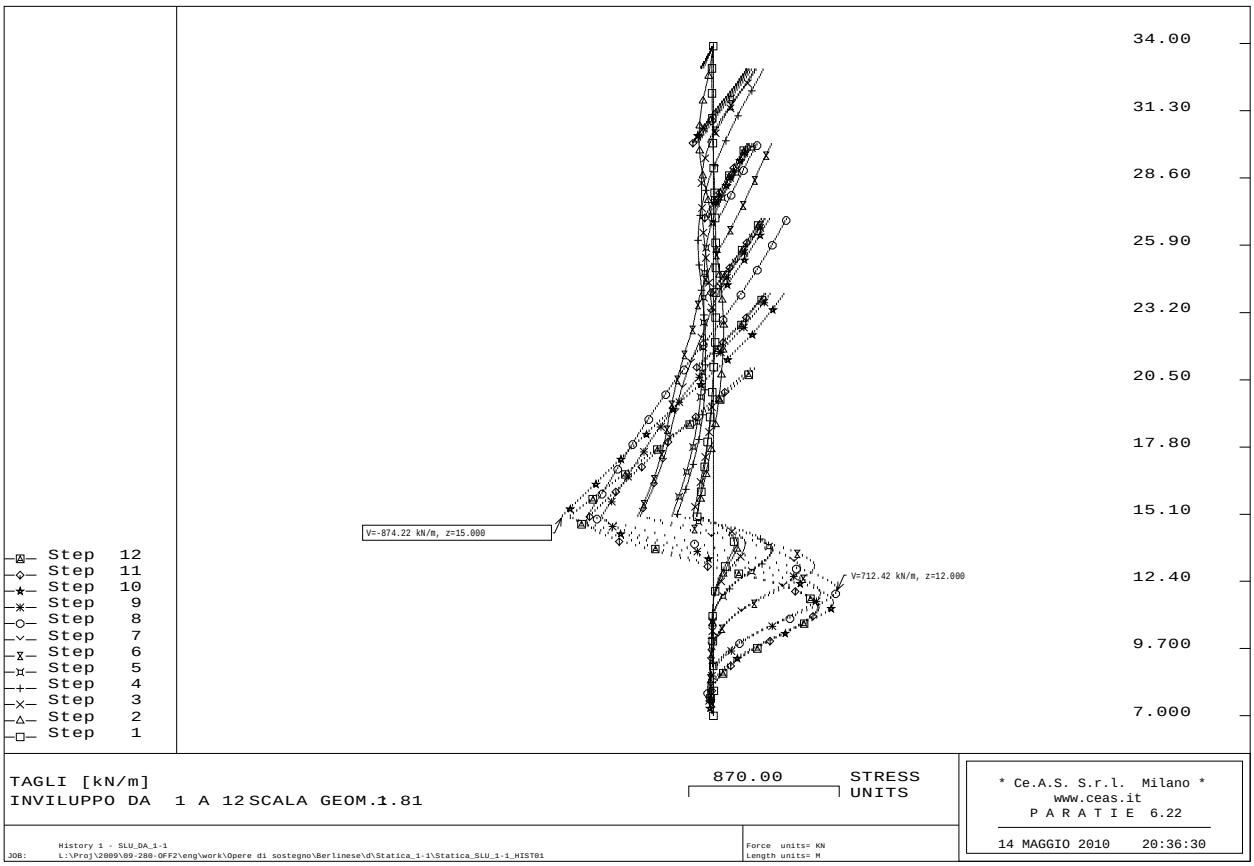
SLE – Momento massimo = 1451 kNm/m



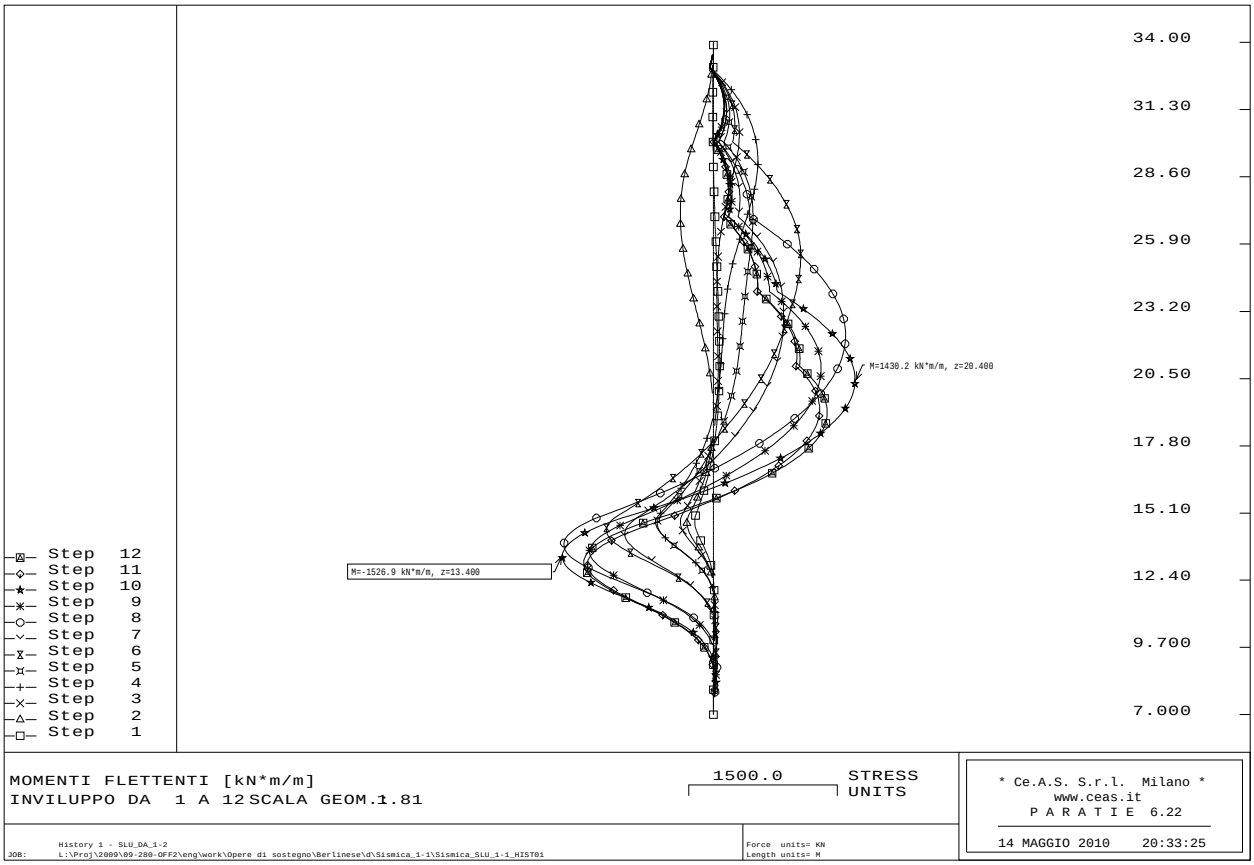
SLE – Taglio massimo = 816 kN/m



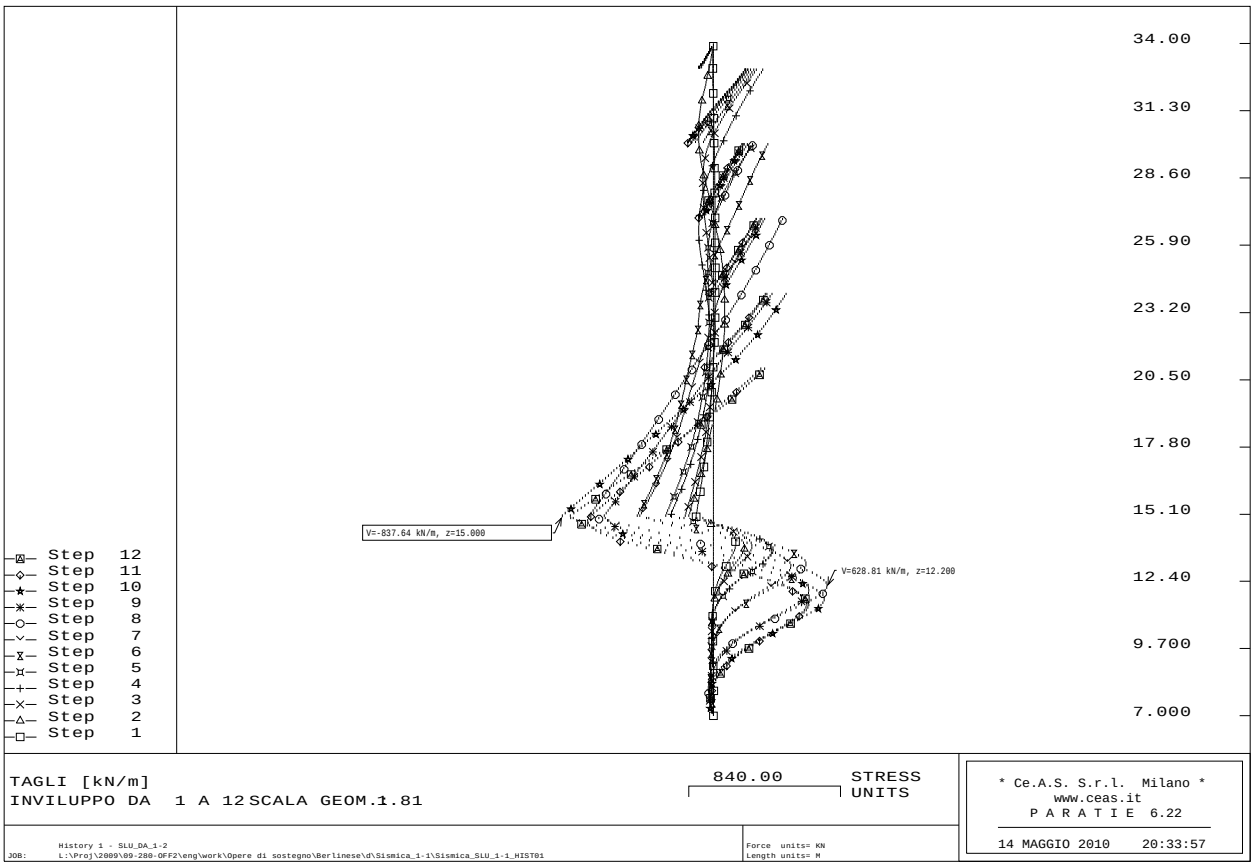
SLU (A1-M1) STATICA – Momento massimo = 1738 kNm/m



SLU (A1-M1) STATICA – Taglio massimo = 874 kN/m



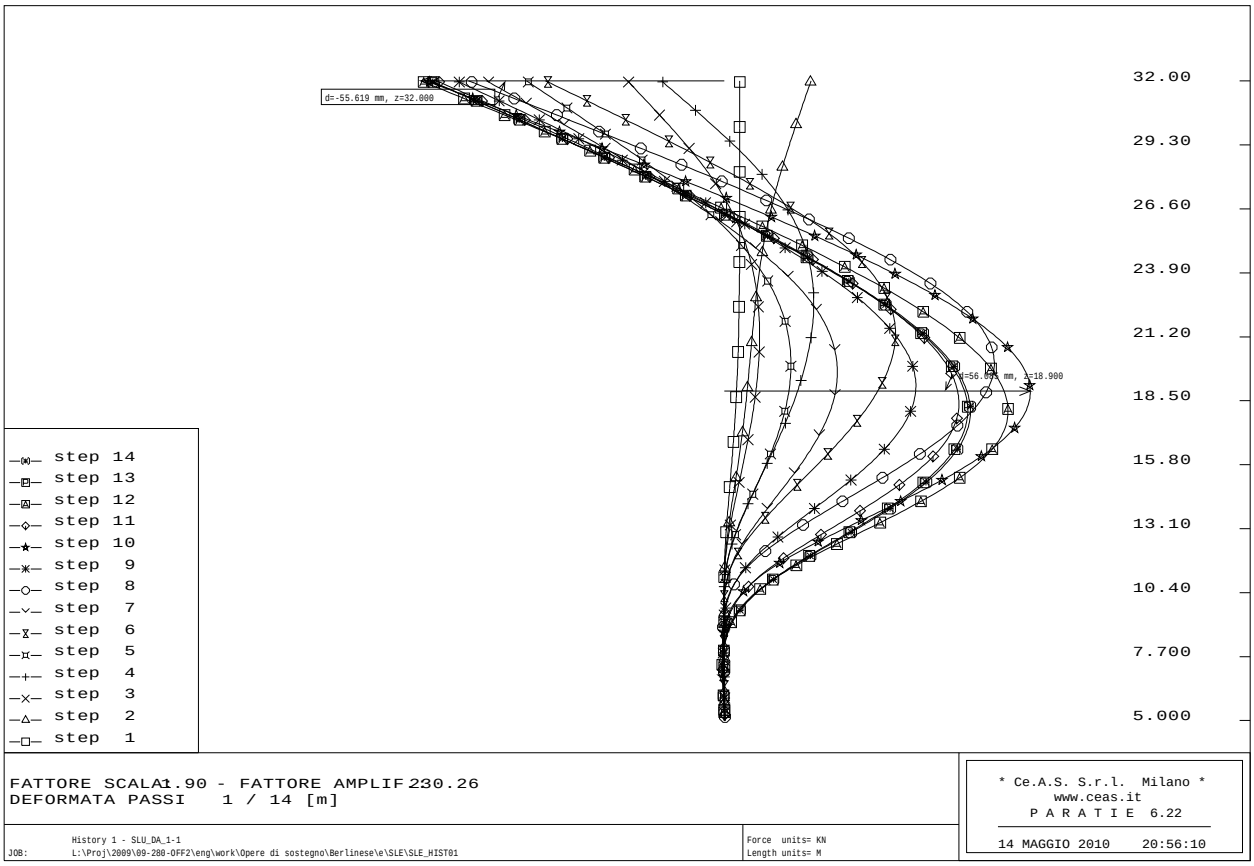
SLU (A1-M1) SISMICA – Momento massimo = 1527 kNm/m



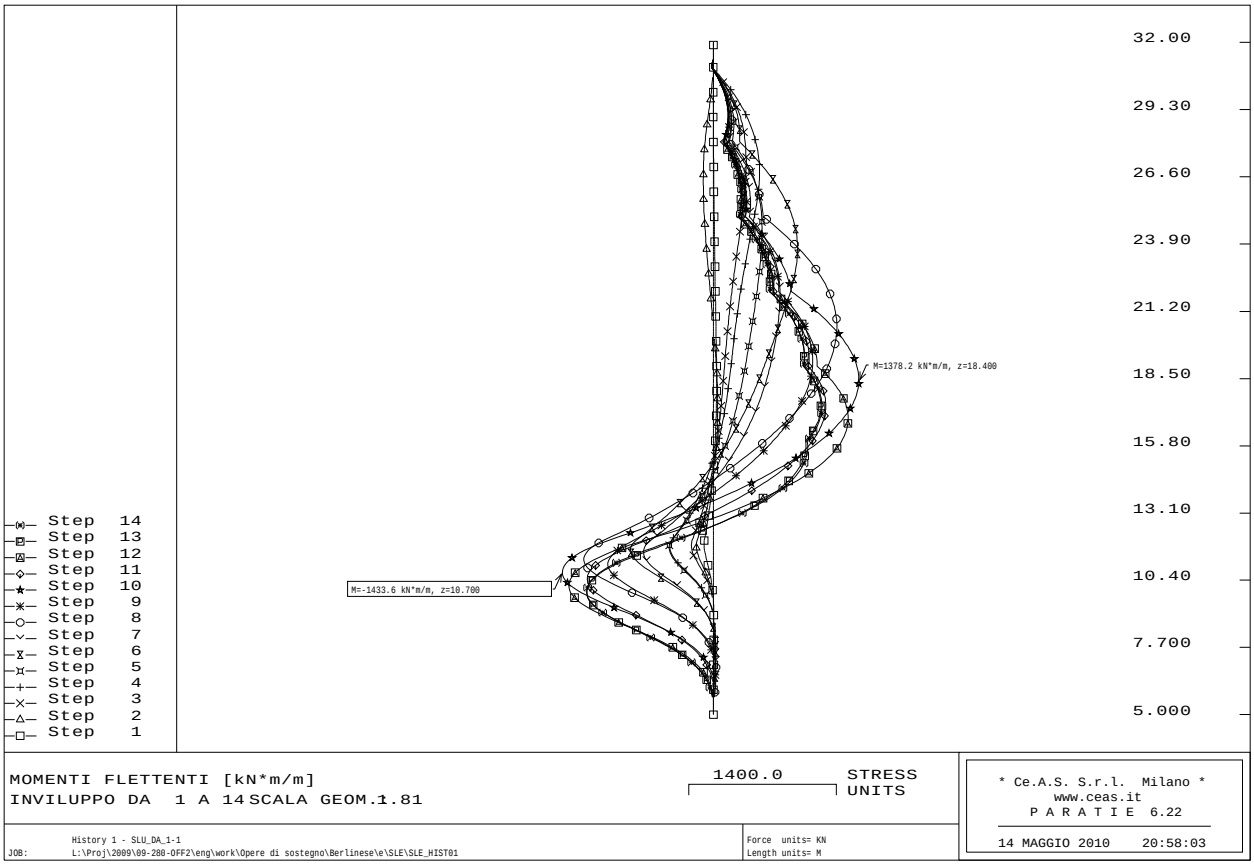
SLU (A1-M1) SISMICA – Taglio massimo = 838 kN/m

14.1.5 SEZIONE TIPOLOGICA TRATTO DE

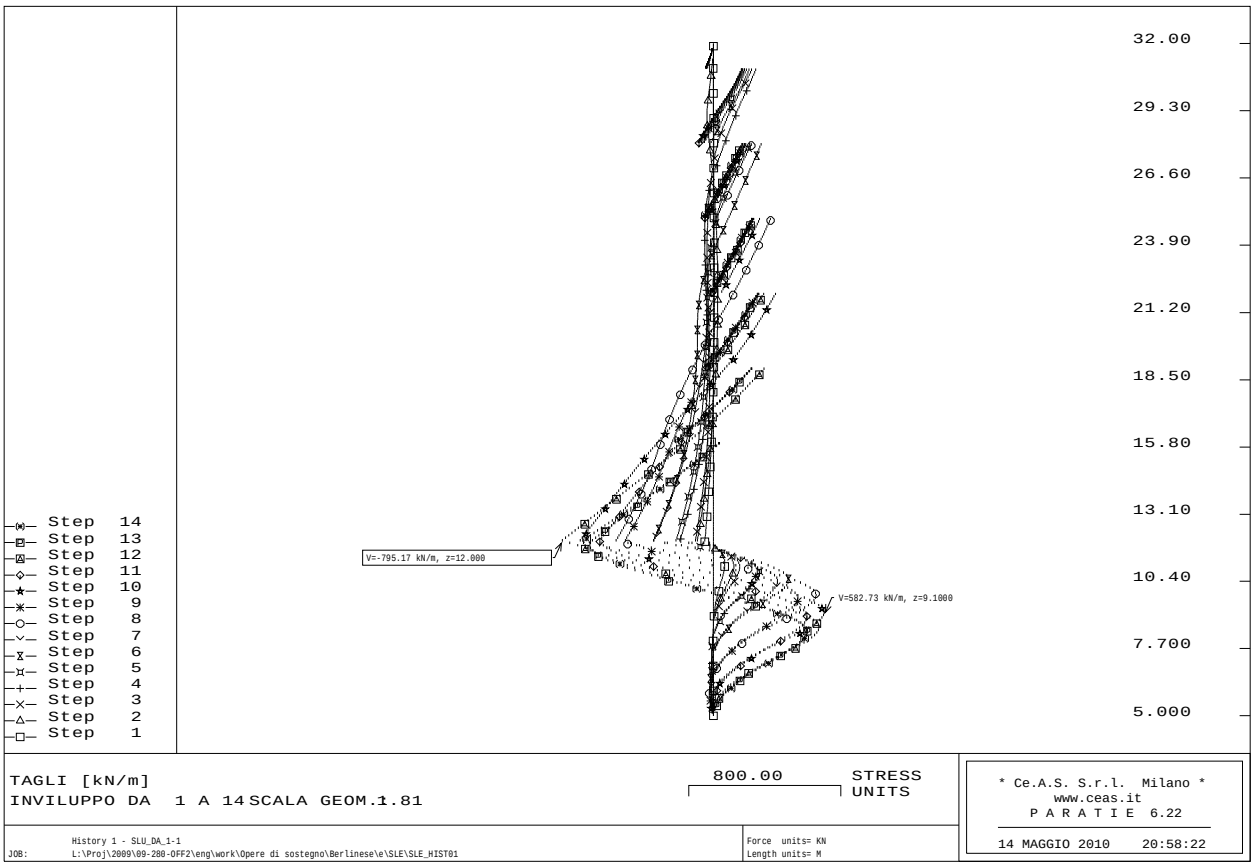
Le verifiche del tratto DE sono state eseguite considerando la stratigrafia definita per la Zona 2. A monte della paratia è stato considerato cautelativamente un sovraccarico q = 20 kN/m^2 dovuto alla presenza di una strada a ridosso della zona di scavo. I risultati delle analisi sono di seguito presentati.



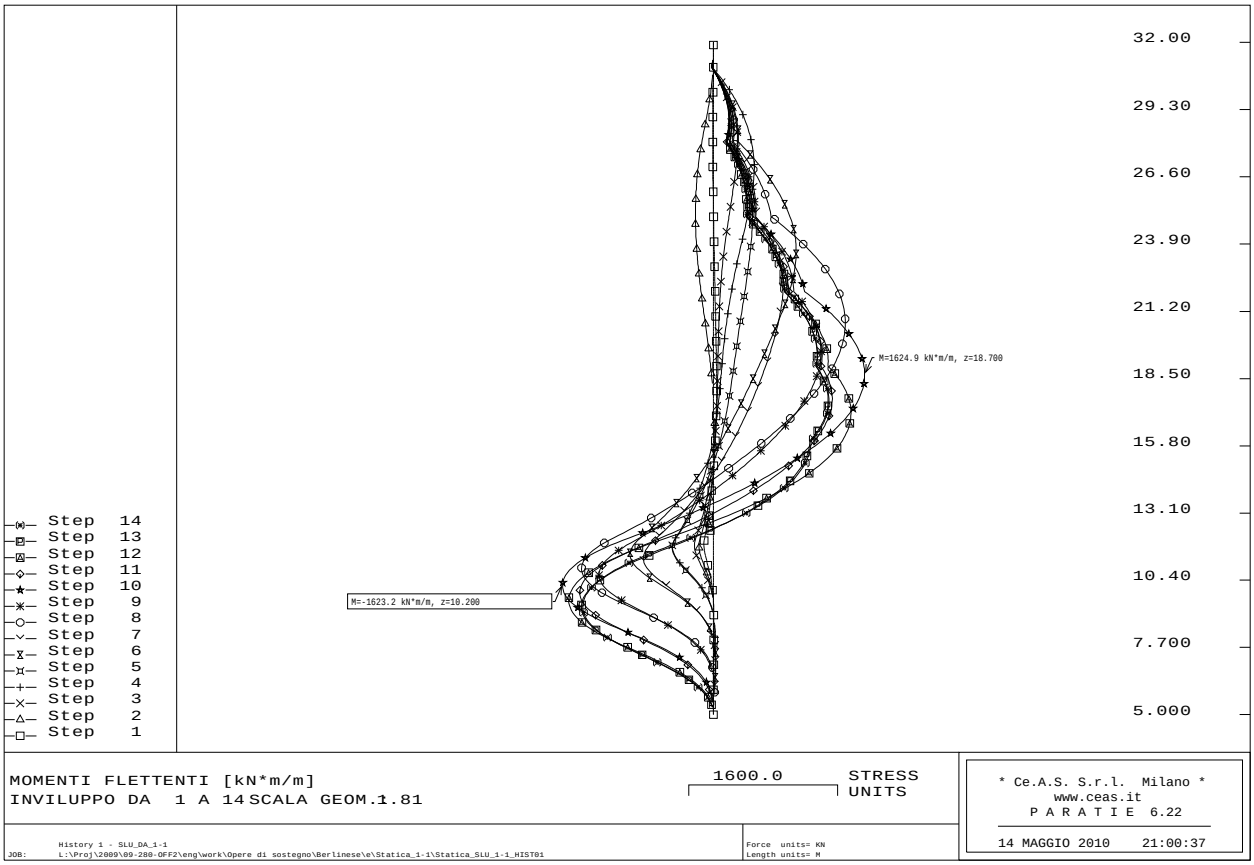
SLE - Spostamento orizzontale massimo = 56 mm



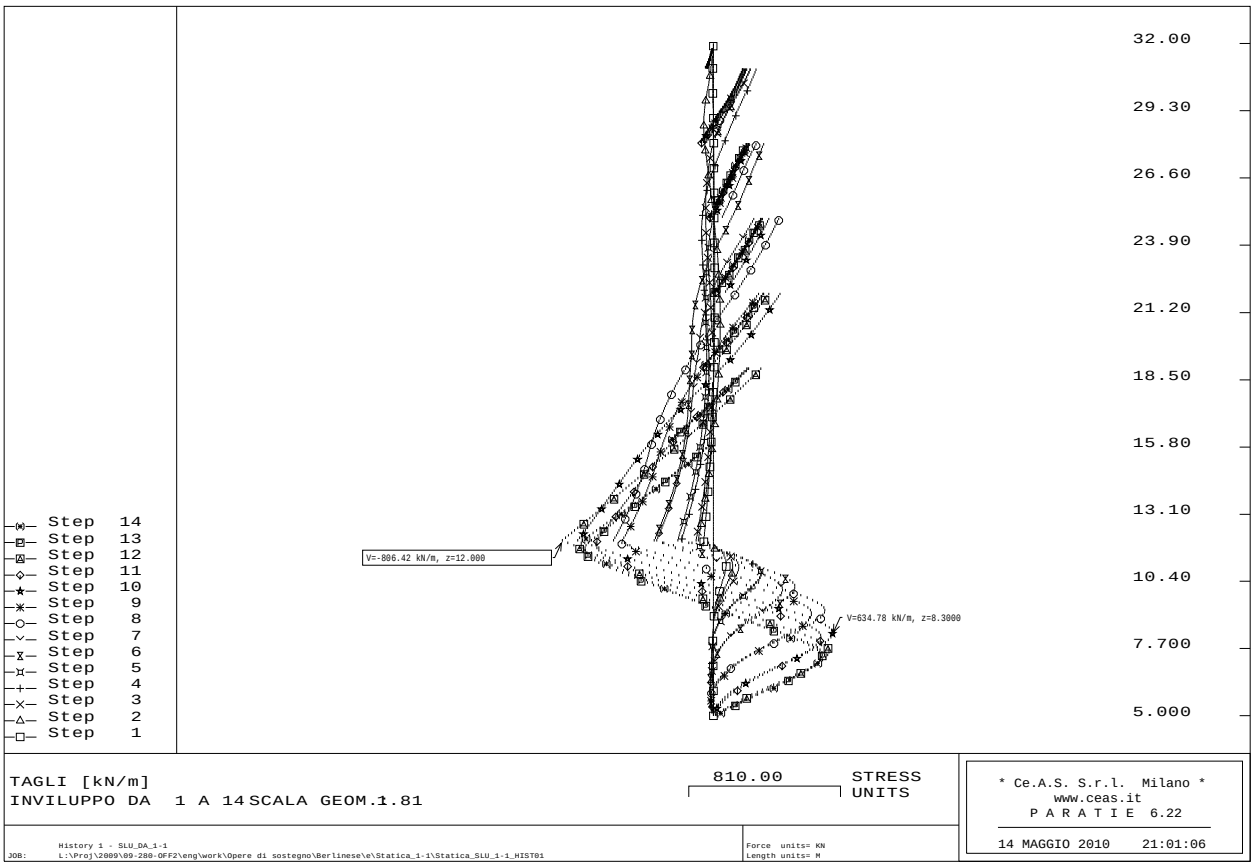
SLE – Momento massimo = 1434 kNm/m



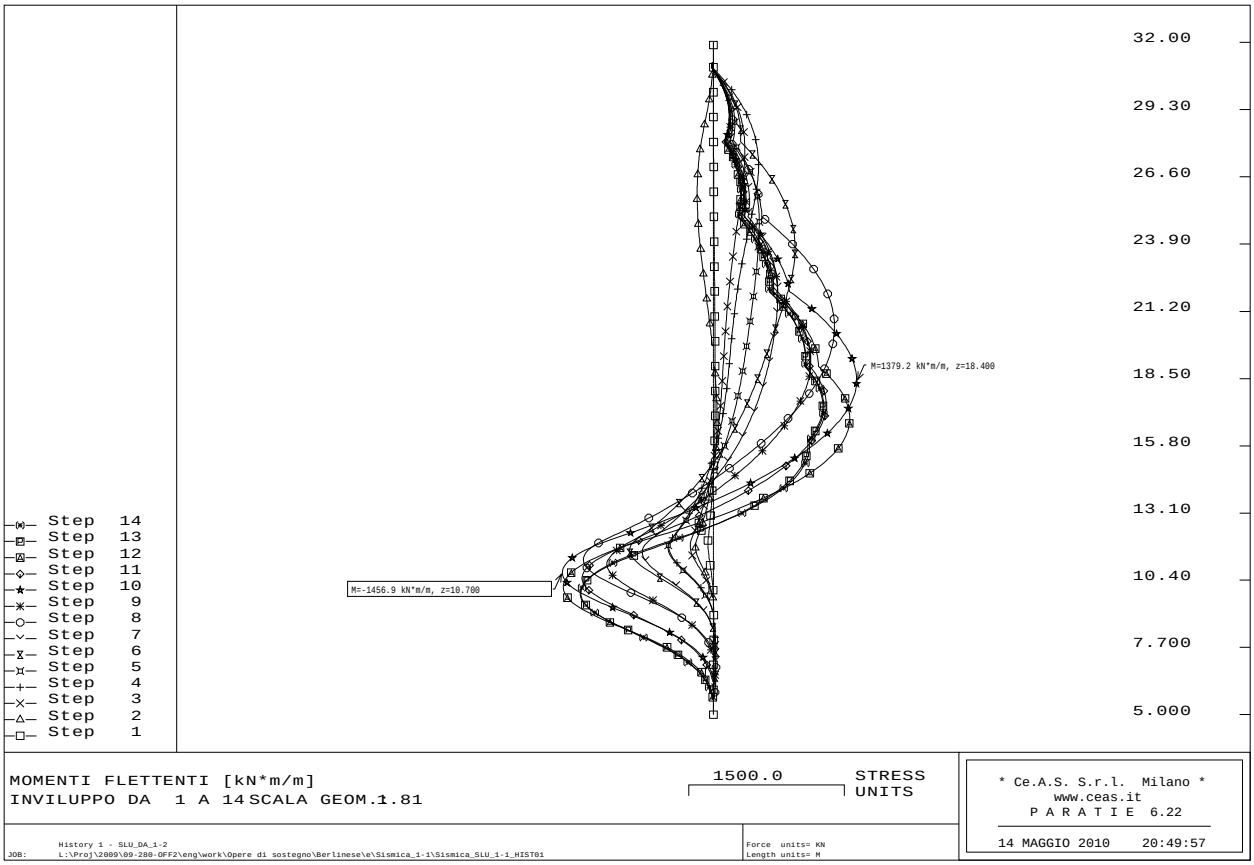
SLE – Taglio massimo = 796 kN/m



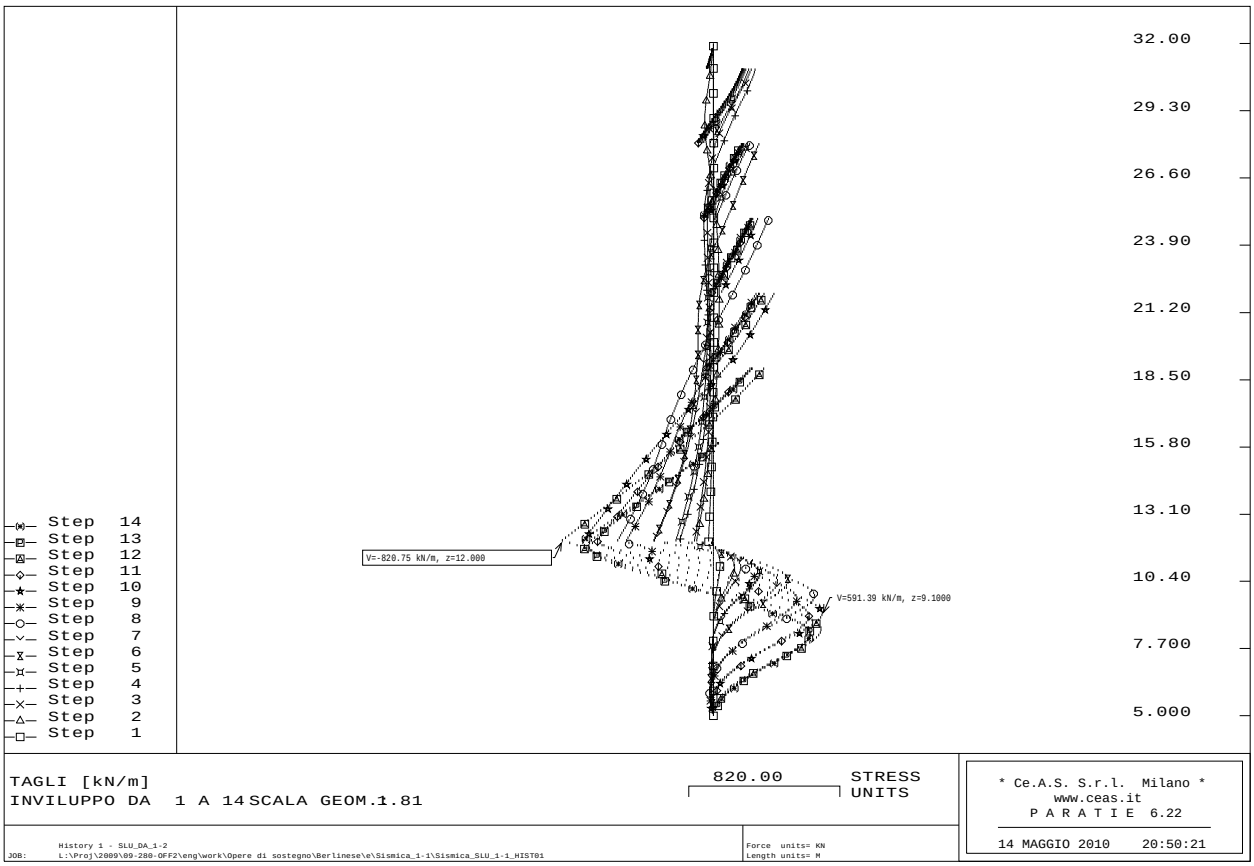
SLU (A1-M1) STATICA – Momento massimo = 1625 kNm/m



SLU (A1-M1) STATICA – Taglio massimo = 806 kN/m



SLU (A1-M1) SISMICA – Momento massimo = 1457 kNm/m



SLU (A1-M1) SISMICA – Taglio massimo = 821 kN/m

I pali della berlinese risultano verificati a presso-flessione con armatura longitudinale composta da Φ26/100 disposti sulla circonferenza (2% di armatura longitudinale)

Gli stessi elementi risultano verificati a taglio disponendo una doppia cerchiatura di staffe composte da Φ12/100.

14.2 VERIFICHE TIRANTI

Si riporta il calcolo della lunghezza di ancoraggio dei tiranti provvisionali.

L'attrito laterale unitario (q_s) dipende da diversi fattori tra cui:

- natura del terreno nel quale si intendono ancorare i tiranti
- dalla consistenza e compattezza del terreno determinate con prove penetrometriche dinamiche SPT o equivalenti
- tecnologia d'iniezione degli ancoraggi.

Con riferimento alla pubblicazione "Micropile design and construction guidelines" (US Department of Transportation, Publication No. FHWA-SA-97-070), l'attrito laterale nella roccia è stato calcolato come:

$q_s = 0.5 \cdot (1/10) \cdot UCS$

Utilizzando un valore conservativo del parametro della UCS riportato nella relazione geologica e geotecnica (D'Appolonia, 2010) si ottiene:

$q_s = 0.5 \cdot (1/10) \cdot 8$ (MPa) = 0.8 Mpa = 800 kPa

La resistenza limite di ancoraggio al metro lineare risulta pertanto:

$R_{lim} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot q_s$
$R_{lim} = \pi \cdot 0{,}298$ (m) $\cdot$ 1.1 $\cdot$ 800 (kPa) = 515 kN/m

dove α rappresenta un coefficiente in funzione della tecnica di iniezione del tirante. Considerando un tipo di iniezione I.G.U. si può porre α = 1.1 – 1.2.

La resistenza caratteristica è funzione del fattore di correlazione ξ_{a3} = 1.6 per un numero di profili di indagini superiore a 5.

$R_{ak} = R_{lim}/\xi_{a3} = 515/1.6 = 322$ kN/m

La resistenza di calcolo viene calcolata in funzione della lunghezza del bulbo di ancoraggio del tirante secondo la combinazione allo stato limite ultimo A1+M1+R3.

TIRANTI DA 750 kN

$R_{ad} = L \cdot R_{ak}/\gamma_{Ra,t} = 3\ (m) \cdot 322\ (kN/m) / 1.1 = 878\ kN > 720\ kN$ (SLU)

TIRANTI DA 900 kN

$R_{ad} = L \cdot R_{ak}/\gamma_{Ra,t} = 3.5\ (m) \cdot 322\ (kN/m) / 1.1 = 1024\ kN > 850\ kN$ (SLU)

TIRANTI DA 900 kN

$R_{ad} = L \cdot R_{ak}/\gamma_{Ra,t} = 4\ (m) \cdot 322\ (kN/m) / 1.1 = 1171\ kN > 960\ kN$ (SLU)

Buro Happold

027575 Ospedale Galliera Genova

Relazione Tecnica Strutturale

Concept
May 2010

Revision 00

Revision	Description	Issued by	Date	Checked
00	Emissione per Progetto Preliminare	EM	13.05.2010	GM

C:\027575 - Ospedale Galliera\F04 BH Structures\Reports\027575 Consulenza Strutturale Buro Happold 00 EM 100513.doc

Copyright © Buro Happold Limited

This report has been prepared for the sole benefit, use and information of D'Appolonia SpA for the purposes set out in the report or instructions commissioning it. The liability of Buro Happold Limited in respect of the information contained in the report will not extend to any third party.

author	**Emanuele Marfisi**
signature	
date	**13 Maggio 2010**
approved	**Giammichele Melis**
signature	
date	**13 Maggio 2010**

Copyright © Buro Happold Limited

Contents

1 Introduzione **9**

2 Criteri di progettazione e flessibilità **10**

3 Protezione dalle radiazioni ('Bunker Design') **11**

3.1 Acceleratori Lineari (Linac) 11

3.2 Tomografia a Risonanza Magnetica (RM o MRI) 14

3.3 Tomografia Assiale Computerizzata a raggi X (TAC o CT X-ray) 16

3.4 Tomografia PET (Positron Electron tomography) 18

3.5 Altri macchinari e apparecchiature 19

3.6 Sommario dei requisiti tecnici dei vari macchinari 20

4 Risposta alle vibrazioni **21**

4.1 Introduzione 21

4.2 Approccio adottato 23

4.3 Modellazione ad Elementi Finiti ed Analisi Modale 27

4.4 Analisi della Risposta alle vibrazioni 30

5 Sviluppi futuri della progettazione **36**

Copyright © Buro Happold Limited

1 Introduzione

La presente relazione illustra le premesse ed i principali risultati della consulenza ingegneristica fornita da Buro Happold relativamente alle Strutture per l'edilizia sanitaria del Nuovo Ospedale Galliera a Genova. La fase progettuale a cui tale consulenza fa riferimento è la fase di Progetto Preliminare.

Questa relazione dovrà essere letta congiuntamente alla relazione tecnico-illustrativa del progetto preliminare delle strutture che stabilisce i principi e le caratteristiche più importanti del progetto e che sarà redatta da D'Appolonia.

Buro Happold ha supportato il team di progettazione, lavorando in stretta collaborazione con D'Appolonia, per la progettazione strutturale di alcuni aspetti peculiari che riguardano prevalentemente le strutture del Nuovo Ospedale:

- Flessibilità
- 'Bunker Design'
- Risposta alle vibrazioni

Le soluzioni proposte sono state analizzate dal punto di vista della funzionalità e del rapporto costi-benefici, a partire dall'esame di diverse possibili alternative e dal confronto tra diversi materiali, tecniche costruttive, metodi di fabbricazione e metodolgie costruttive.

Questa relazione è stata prodotta ad uso del Cliente ed il suo contenuto è redatto per tenere conto delle particolari prescrizioni ed esigenze del Cliente stesso. Non è intesa per esser divulgata a terzi o per altri scopi; in tal caso non viene assunta alcuna responsabilità per il suo eventuale uso. La parte conclusiva della relazione suggerisce un numero di approfondimenti e sviluppi della progettazione che devono essere discussi con gli architetti ed il cliente nella fase di progettazione successiva.

Copyright © Buro Happold Limited

2 Criteri di progettazione e flessibilità

L'analisi dei carichi necessaria per la progettazione di ambienti ospedalieri deve tener conto dell'uso delle varie sale con particolare riferimento ai macchinari destinati alle diverse zone.

Sale ospedaliere e operatorie sono generalmente progettate per un carico distribuito di 2 kN/m^2 con un carico mobile puntuale di 4.5 kN per tener conto della possibile presenza di macchinari mobili. I corridoi devono essere progettati per il possibile transito di carichi mobili relativi all'installazione o alla manutenzione di macchinari; un carico di 5 kN/m^2 è sufficiente a garantire l'utilizzo dei corridoi per il movimento della maggior parte dei macchinari e attrezzature ospedaliere. Macchinari di grosse dimensioni come macchine per la Risonanza Magnetica (MRI) e quella per la Tomografia Computerizzata (CT scanner) sono estremamente più pesanti e possono richiedere la progettazione di un solaio per un carico fino a 20 kN/m^2. Uno studio dettagliato delle zone dedicate al movimento e all'installazione di macchinari è necessario per la corretta progettazione della struttura ospedaliera e per garantire flessibilità d'uso dei vari locali.

La definizione dei macchinari necessari all'azienda ospedaliera, la loro tipologia e disposizione all'interno dell'ospedale può non essere univocamente definita e può richiedere cambiamenti nel corso della progettazione e durante la vita delle strutture.

Particolarmente rilevante ai fini della progettazione strutturale è il coordinamento con gli impianti. Alcuni dei macchinari ospedalieri sono disposti nella zona centrale di sale operatorie e richiedono prese elettriche in queste zone. L'integrazione di condotte elettriche nella costruzione del solaio può migliorare sostanzialmente l'uso e l'organizzazione di tali sale.

Uno degli aspetti più importanti della progettazione di sale ospedaliere e operatorie in cui vengono disposti macchinari precisi e sensibili è la planarità della superficie dei pavimenti. Una tolleranza di +/- 2mm è generalmente imposta a sale dedicate all'uso di macchinari per Risonanza Magnetica e Tomografia (MRI, CT and PET) per garantire l'allineamento di macchinari, cavalletti e lettini. Un controllo delle vibrazione è ulteriormente necessario per garantire il funzionamento adeguato dei macchinari stessi.

Copyright © Buro Happold Limited

3 Protezione dalle radiazioni ('Bunker Design')

La progettazione di strutture ospedaliere deve rispettare particolari esigenze relative all'uso dei vari locali. In particolare alcuni macchinari ospedalieri richiedono strutture adeguate al contenimento delle radiazioni per proteggere pazienti e operatori che lavorano in vani adiacenti. I macchinari che richiedono strutture maggiormente significative sono:

- Acceleratori linerari (Linac)
- Macchine per la risonanza magnetica (RMI)
- Macchine per Tomograpfia Computerizzata a raggi x (CT X-rays)

I paragrafi succesivi descrivono il funzionamento base dei macchinari e i requisiti che possono influenzare la progettazione strutturale.

3.1 Acceleratori Lineari (Linac)

L'acceleratore lineare è una macchina in grado di produrre fasci di elettroni e di fotoni che, opportunamente collimati, vengono fatti incidere sul volume bersaglio. L'apparecchiatura è contenuta all'interno di un bunker, nel quale sono presenti:

- il lettino di trattamento;
- i laser di posizionamento;
- il sistema di portal imaging;
- il circuito televisivo e i comandi;
- il sistema di tracking ottico.

La struttura è completata dai comandi, i monitor e l'interfono, presenti in sala comandi, all'esterno del bunker. Il funzionamento di un Linac è complesso ed i suoi componenti principali sono:

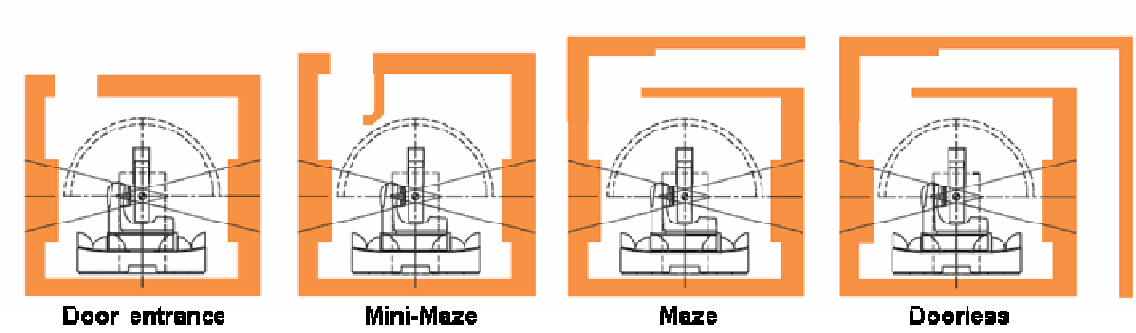
- Magnetron o Klystron: fornisce l'onda elettromagnetica acceleratrice;
- Cannone di elettroni: per effetto termoionico, produce elettroni di circa 50 Kev;
- Sezione acceleratrice (o guida d'onda): attraverso la quale gli elettroni prodotti dal cannone vengono accelerati, su di un'onda elettromagnetica, sino ad acquisire l'energia desiderata. L'elemento accelerante è costituito da una cavità, divisa in un certo numero di sezioni, in cui si trova un campo elettrico oscillante a frequenza sincrona con il passaggio dei pacchetti.

Copyright © Buro Happold Limited

La progettazione del Bunker design per questo tipo di apparecchiatura deve essere discusso in dettaglio con i fornitori delle apparecchiature perchè la potenza del fascio a raggi x varia e definisce lo spessore minimo delle strutture.



Esempio di macchinario Linac



Esempio di disposizione dei muri intorno al macchinario. Lo spessore del muro nella direzione del cannone di elettroni è maggiore che per gli altri muri.

L'immagine seguente mostra la posizione dei macchinari Linac all'interno della struttura ospedaliera di Galliera. La posizione dei questi macchinari al piano terra in una zona dell'edifico isolata e seminterrata è ideale per la minimizzazione delle strutture necessarie all'isolamento delle radiazioni. Essendo questa parte della struttura direttamente appoggiata sul terreno si rimuovono problemi legati alla riduzione delle vibrazioni.

Copyright © Buro Happold Limited



Estratto della pianta del piano terra dell'Ospedale Galliera. Posizione dei macchinari Linac indicata in rosso.

Copyright © Buro Happold Limited

3.2 Tomografia a Risonanza Magnetica (RM o MRI)

L'imaging a risonanza magnetica (Magnetic Resonance Imaging, MRI), detta anche tomografia a risonanza magnetica oppure semplicemente RM, è una tecnica di generazione di immagini, usata prevalentemente a scopi diagnostici in campo medico e basato sul principio fisico della risonanza magnetica nucleare. Il principio di funzionamento si basa sul sottoporre il paziente ad un forte campo magnetico statico. L'intensità del campo magnetico per applicazioni mediche varia dai 3 ai 4.5 tesla per le macchine attualmente in commercio. Alcune macchine per la risonanza magnetica funzionale attualmente in commercio raggiungono campi di 7 T ed in futuro macchine di potenza più elevata potrebbero essere introdotte sul mercato.

La qualità delle immagini dipende dall'omogeneità del campo magnetico ed è estrememente importante isolare il campo magnetico di un macchinario dal campo magnetico delle apparecchiature nei locali adiacenti. Una gabbia di Faraday deve essere disposta intorno al macchinario, di solito direttamente nei muri, solai e soffitti del locale.

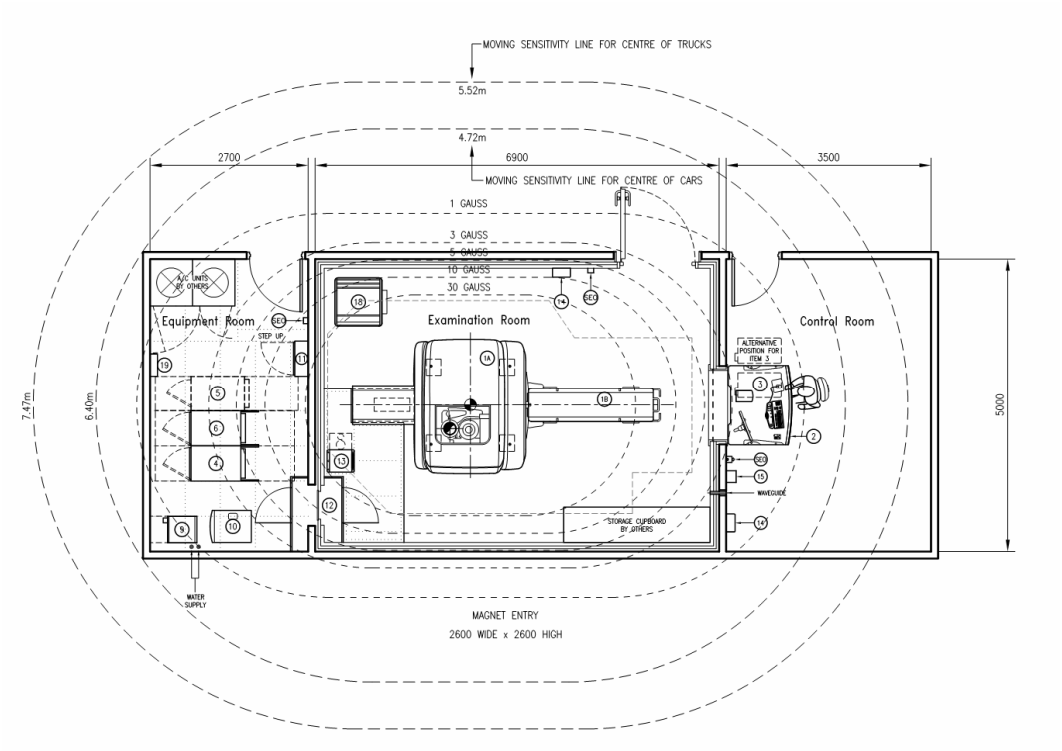
L'accuratezza delle misure dipende anche dall'abilità di mantenere il paziente in una posizione fissa durante la scansione. Le scansioni non sono immediate e un limite alla vibrazione delle strutturre deve essere imposto. La macchina non ha elementi mobili e il controllo delle vibrazioni si riferisce ad un controllo delle vibrazioni trsmesse da attività e macchinari nei locali adiacenti.

L'elemento principale delle macchine per la risonanza magnetica è la bobina principale (soleniode) che forma il campo magnetico. Altre bobine secondarie sono utilizzatte per la disciminazione spaziale necessaria al rilevamento delle immagini. Il sistema di bobine è contenuto in una camera a pressiore che viene raffreddata con gas elio. Il sistema deve essere mantenuto sigillato e deve essere portato in ospedale con un pezzo unico. Il peso del macchinario è estremamente alto e le strutture destinate al supporto di questo macchinario devono essere adeguatamente progettate. I corridoi che verrano utilizzati per portare i macchinari nella loro destinazione finale devono essere progettati per lo stesso carico.

Copyright © Buro Happold Limited

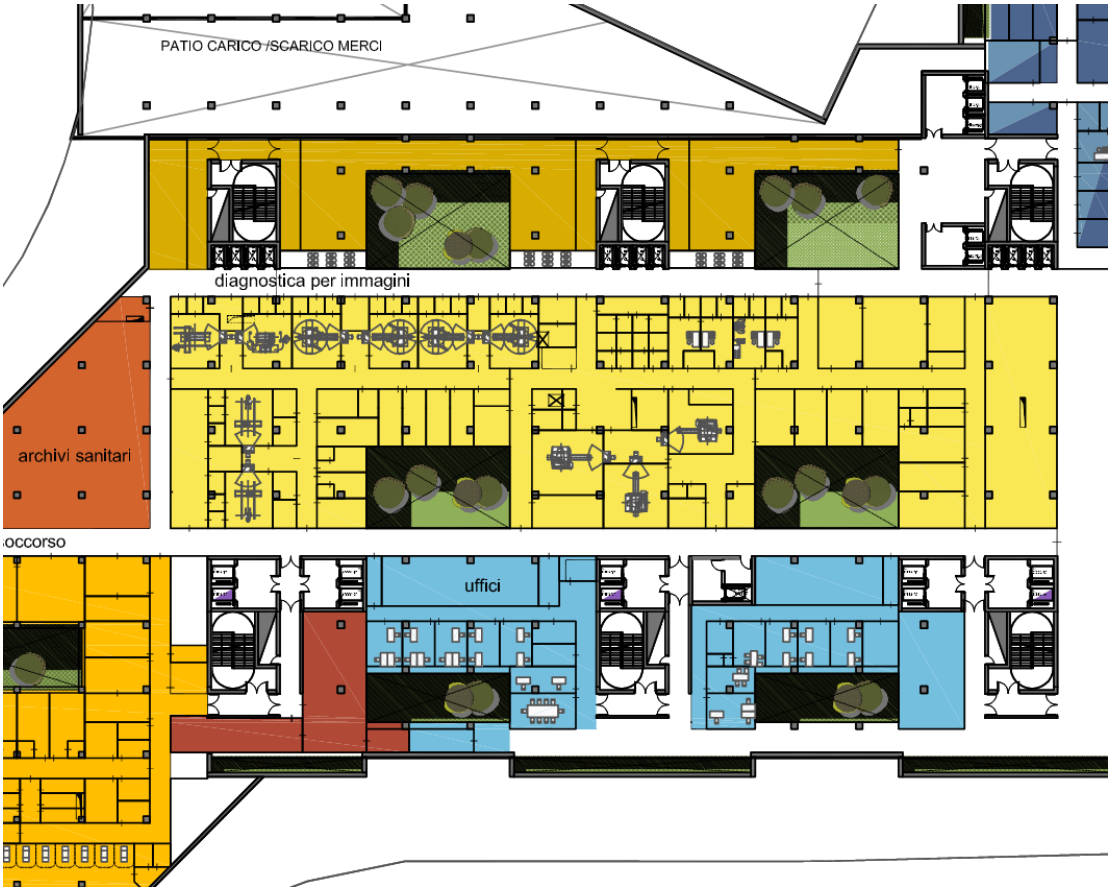


Esempio di macchinario MRI.



Pianta di una macchina MRI e locali generalmente annessi.

Copyright © Buro Happold Limited



Estratto della pianta del piano terra dell'Ospedale Galliera. Posizione dei macchinari MRI.

3.3 Tomografia Assiale Computerizzata a raggi X (TAC o CT X-ray)

In radiologia la tomografia computerizzata, indicata con l'acronimo TC (o CT dall'inglese Computed Tomography), è una metodica diagnostica per immagini, che sfrutta radiazioni ionizzanti (raggi X) e consente di riprodurre sezioni (tomografia) corporee del paziente ed elaborazioni tridimensionali. La produzione di immagini tri-dimensionali si basa sull'elaborazione numerica (computerizzata) di un numero di proiezioni dell'oggetto o parte del corpo ottenute dal passaggio di radiazioni a raggi X. I raggi X vengono perciò emessi in tutte le direzioni intorno all'asse del macchinario e un'adeguata schermatura dell'ambiente deve essere progettata per evitare il passaggio delle radiazioni ad ambienti adiacenti. Le specifiche dei macchinari ed in particolare la loro potenza e la presenza di possibili dispositivi auto-schermanti influenza i requisiti di schermatura dell'ambiente stesso. Materiali ad alta densità ed in particolare il piombo sono di solito usati per

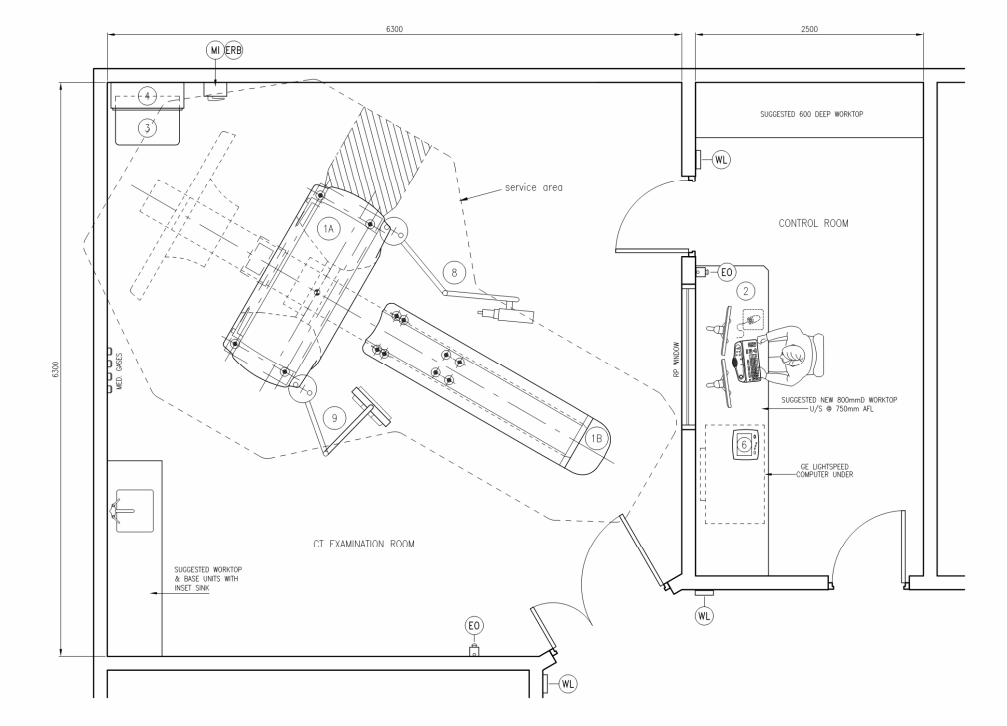
Copyright © Buro Happold Limited

la schermatura dei raggi X. La presenza di schermature per l'altezza totale di muri e produce un carico linerare considerevole per alcuni tipi di strutture, specialmente nel caso di ristrutturazioni e adeguamento di strutture esistenti. La tipologia strutturale selezionata per l'ospedale di Galliera si ritiene adeguata a portare tali pesi.



Immagine tipica di uno scanner per la TAC (CT X-ray scanner)

Copyright © Buro Happold Limited



Pianta raffigurante la disposizione tipica di un macchinario per la TAC e vani adiacenti.

3.4 Tomografia PET (Positron Electron tomography)

La tecnica PET (Positron Emission Tomography) consente di studiare la funzionalità del cervello o di molti altri organi umani in condizioni cliniche normali e patologiche. Usando questa tecnica si riesce ad individuare il punto del corpo da dove il positrone e stato emesso, e si ottiene una mappa di densita degli zuccheri e cioè della funzionalita del cervello. Questa tecnica consente, non solo di studiare il comportamento cerebrale, ma anche di diagnosticare, senza danno per il paziente, malattie gravi come: epilessia, morbo di Parkinson, degenarazioni tumorali. Le sostanze radioattive che si usano devono avere una una vita molto breve al fine di non non provocare danni e quindi vanno prodotte in loco, pochissimi minuti prima dell'uso. Per prepararle si bombardando atomi non radioattivi con un fascio di protoni da una macchina acceleratrice di particelle.

Alcune delle funzionalità di questo macchinario sono simili a quelle dell'acceleratore di particelle e quello dello scanner per la Risonanza Magnetica (MRI). Alcuni dei macchinari più moderni usati per la PET hanno incorporato un sistema in grado di acquisire immagini con la tecnologia TAC. I requisiti tecnici relativi a questi macchinari saranno di conseguenza simili a quelli descritti nei paragrafi precedenti. Una discussione

Copyright © Buro Happold Limited

dettagliata con l'operatore dell'ospedale sarà necessaria per individuare la tipologia specifica dei macchinari necessari per la struttura ospedaliera di Galliera e i loro requisiti tecnici.



Immagine di una macchina per la PET.

3.5 Altri macchinari e apparecchiature

In aggiunta ai macchinari descritti nei paragrafi precedenti alcune sale ospedaliere come quelle dedicate all'angiografia, alla terapia radiometabolica (iodine suite) e alla radiochirurgia stereotassica (gamma knife) hanno particolari esigenze per quanto riguarda carichi, impianti e schermatura dalle radiazioni. Non tutti gli ospedali hanno tali strutture e si rimanda ad una conversazione dettagliata con il cliente, l'operatore per valuatare se tali strutture saranno integrate nella progettazione corrente o potrebbero essere necessarie in futuro.

Copyright © Buro Happold Limited

3.6 Sommario dei requisiti tecnici dei vari macchinari

Un esempio dei requisiti tecnici per progettazione delle strutture relativi alle varie apparecchiature sono riassunti nella tabella seguente.

Macchinario	**Linac**	**MRI scanner**	**CT X-ray scanner**	**PET**
Peso (da verificare)	100-150 kN	60-120 kN		
Spessore degli impianti da integrare nel solaio	Fino a 350 mm	75 mm	100 mm	100 mm
Vibration response factor	RF<1	RF<1	RF<1	RF < 0.2
Spessore dei muri	1.5-2.0 m in CA o equivalent spessore e peso (	n/a	200-300 mm di CA o muratura piena di equivalente densità. Simile separazione per solai inferiori e superiori.	200-300 mm di CA o muratura piena di equivalente densità. Simile separazione per solai inferiori e superiori.
Schermatura		Gabbia di Faraday	Lastre di piombo	10 mm in lastre di piombo
Planarità del pavimento	+/- 2mm	+/- 2mm	+/- 2mm	
Altre esigenze tecniche		2 tubi di 300 mm in diametro per la ventilazione dei locali.		

Copyright © Buro Happold Limited

4 Risposta alle vibrazioni

4.1 Introduzione

In questa sezione si analizza la risposta alle vibrazioni dei solai nelle zone ritenute maggiormente significative ai fini della sensibilità degli occupanti o dei macchinari che saranno ubicati in tali aree, in funzione della loro destinazione d'uso.

In particolare, le aree che si considerano maggiormente critiche all'interno dell'Ospedale Galliera, sono quelle in cui sono ubicati i macchinari per la Diagnostica per immagini, nonchè il Blocco operatorio e le aree di Degenza.

La Radioterapia è ubicata in un ambiente in cui il solaio di calpestio è realizzato mediante una soletta controterra. In essa non si sviluppano pertanto vibrazioni significative e non si ritengono necessarie analisi di dettaglio.

I criteri di valutazione delle vibrazioni adotatti per i diversi solai esaminati sono riportati di seguito:

Area / Destinazione d'uso	**Criterio di valutazione delle vibrazioni**
Diagnostica per immagini	Fattore di risposta (Response Factor) = 0,20÷1,00 (Accelerazione (RMS) = 10 mm/s^2)
Blocco operatorio	Fattore di risposta (Response Factor) = 1,00 (Velocità (RMS) = 102 10^{-6} m/s)
Degenza	Fattore di risposta (Response Factor) = 2,00

Copyright © Buro Happold Limited

Le caratteristiche dei solai - tipo, livello e peso proprio - ed i relativi carichi permanenti e accidenatli in tali aree sono i seguenti:

Area / Destinazione d'uso	**Tipo solaio**	**Liv.**	**g [kN/mq]**	**p [kN/mq]**	**q [kN/mq]**
Diagnostica per immagini	Cobiax 460	0	7.90	3.70	10.00
Blocco operatorio	Cobiax 460	+1	7.90	3.70	10.00
Degenza	Cobiax 350	+4 ÷ +6	7.00	3.70	3.00 (4.00)

Gli effetti dinamici considerati sono quelli causati dalle normali attività degli occupanti all'interno della struttura, ovvero gli effetti indotti da una o più persone che camminano o corrono nella zona esaminata o in quelle adiacenti.

Ai fini delle analisi condotte, solai in elevazione (ovvero non controterra) in cemento armato con una frequenza naturale intorno ai 10.0 Hz sono considerati solai a bassa frequenza (in conformità alla "Design Guide on Floors in Hospitals") pubblicata dal *SCI* (*Steel Construction Institute*).

Nei solai a bassa frequenza devono essere controllati possibili effetti di risonanza, mentre i solai ad alta frequenza sono maggiormente sensibili ad effetti dinamici causati da una sorgente di tipo impulsivo.

La presente relazione non considera eventuali effetti dovuti alle possibili azioni dinamiche riportate di seguito:

3. Impianti meccanici tipo gruppi frigo, pompe, ventilatori che si trovano nell'edificio.
4. Eventuale passaggio di veicoli pesanti vicino o sotto l'edificio.
5. Qualsiasi attività di costruzione nel sito o in siti adiacenti durante le normali attività previste all'interno dell'ospedale.
6. Eventuali altre fonti di vibrazione esterne indotte attraverso il terreno.

In generale, gli impianti meccanici e i macchinari presenti all'interno dell'edificio vengono adeguatamente isolati in modo tale da evitare la trasmissione di vibrazioni alle strutture. Si rimanda pertanto alle indicazioni relative agli impianti per quanto riguarda la voce (a).

Non siamo a conoscenza di eventuali fonti di vibrazione quali quelle elencate alle voci (b) e (d); ulteriori valutazioni dovranno però essere fatte nelle successive fasi progettuali.

Copyright © Buro Happold Limited

4.2 Approccio adottato

Il DM 14 Gennaio 2008, *Norme tecniche per le Costruzioni*, specifica che tra gli Stati Limite di Esercizio (SLE) che devono essere verificati per la struttura devono essere verificate anche eventuali vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione. Tali verifiche devono essere effettuate con i seguenti obiettivi:

- al fine di assicurare accettabili livelli di benessere (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti);
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali;
- in tutti i casi per i quali le vibrazioni possono danneggiare il funzionamento di macchine e apparecchiature.

In mancanza tuttavia di specifici criteri di valutazione e di accettabilità nel quadro normativo italiano, le verifiche della struttura rispetto alla sua risposta alle vibrazioni sono state effettuate con riferimento alle seguenti normative e prescrizioni internazionali:

- BS 6472:1992 Evaluation of human exposure to vibration in buildings (1Hz to 80 Hz)
- Health Technical Memorandum 2045 by HMSO
- Design Guide on the Vibration of Floors in Hospitals, Steel Construction Institute
- Buro Happold Structural Vibration Guide, January 2001
- Appendix G, Concrete Society Technical Report 43 (CSTR43) Pavic & Willford

È stata determinata la risposta della struttura alle vibrazioni sotto l'effetto dell'applicazione di forze dinamiche reali (una o più persone che camminano o corrono all'interno dell'edificio).

In particolare sono state analizzate separatamente porzioni significative di solai che possano essere considerate come entità strutturali indipendenti – ovvero comprese tra giunti di dilatazione – e contraddistinte da caratteristiche omogenee, con riferimento alle condizioni di vincolo, dimensioni e distribuzione della massa, tenuto conto che queste caratteristiche possono far variare significativamente le frequenze naturali, le masse modali e la risposta della struttura rispetto a carichi ciclici.

La necessità di effettuare analisi specifiche in merito è legata al fatto che il problema delle vibrazioni è strettamente connesso al predimensionamento delle strutture ed è pertanto importante che venga debitamente messo in conto fin dalle prime fasi di progettazione.

Copyright © Buro Happold Limited

Per modellare in maniera realistica il comportamento vibrazionale della struttura, si è fatto ricorso a modelli semplificati ad elementi finiti.

Questo metodo di calcolo permette di simulare adeguatamente la geometria e le caratteristiche dei materiali, oltrechè le condizioni di carico, compresi gli impulsi di tipo dinamico.

Si riportano di seguito le porzioni di solaio esaminate.

Diagnostica per immagini



Estratto della pianta del Livello 0 dell'Ospedale Galliera. Porzione di solaio analizzata indicata in rosso.

Copyright © Buro Happold Limited

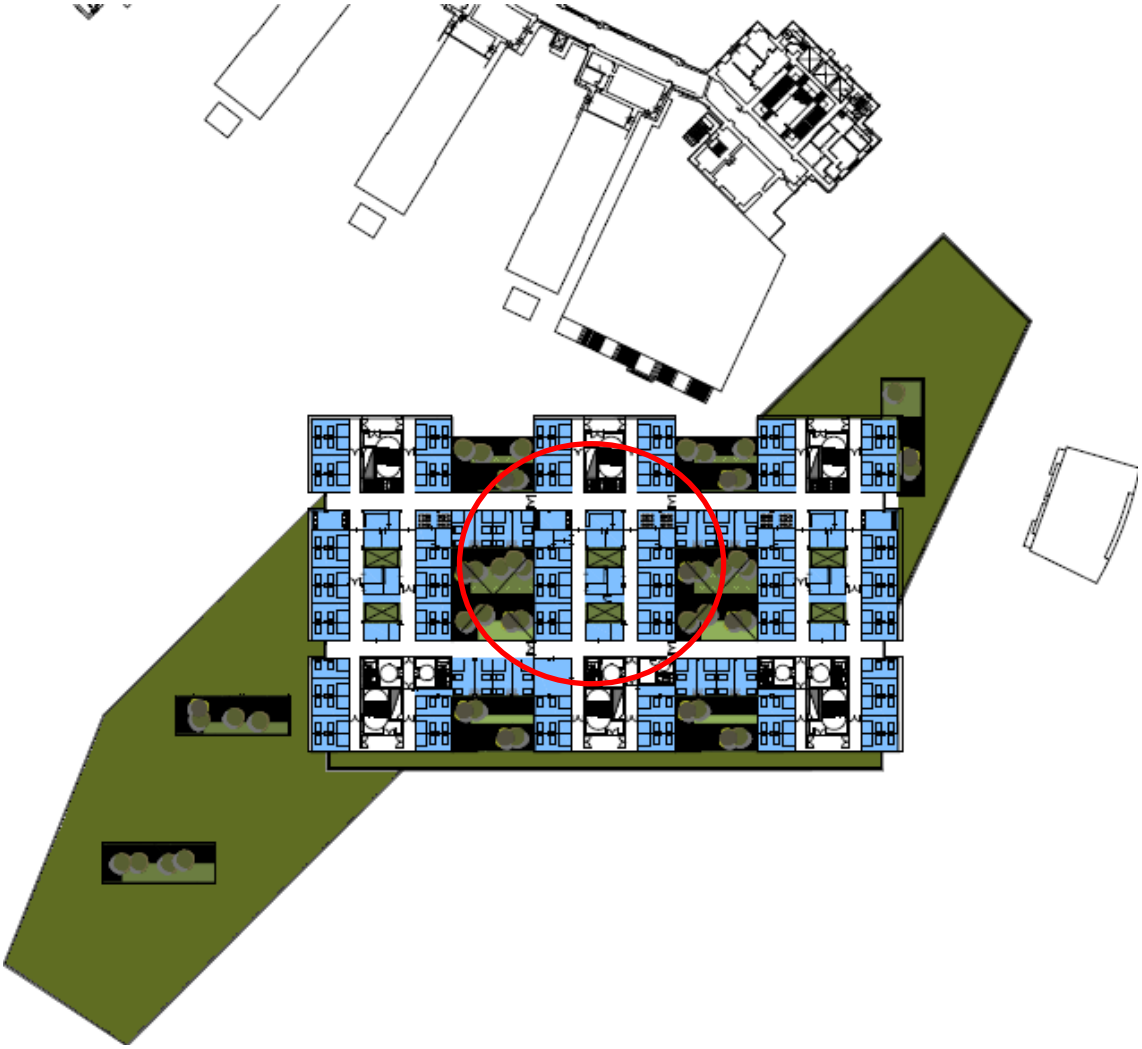
Blocco operatorio



Estratto della pianta del Livello +1 dell'Ospedale Galliera. Porzione di solaio analizzata indicata in rosso.

Copyright © Buro Happold Limited

Degenza



Estratto della pianta del Livello tipico Degenze dell'Ospedale Galliera. Porzione di solaio analizzata indicata in rosso.

Copyright © Buro Happold Limited

4.3 Modellazione ad Elementi Finiti ed Analisi Modale

Le porzioni di struttura descritte nel precedente paragrafo sono state modellate utilizzando il software ad elementi finiti *Robot Structural Analysis Professional* Versione *2010*, ed analizzate come strutture elastiche lineari. I presupposti generali della teoria elastica lineare sono i seguenti:

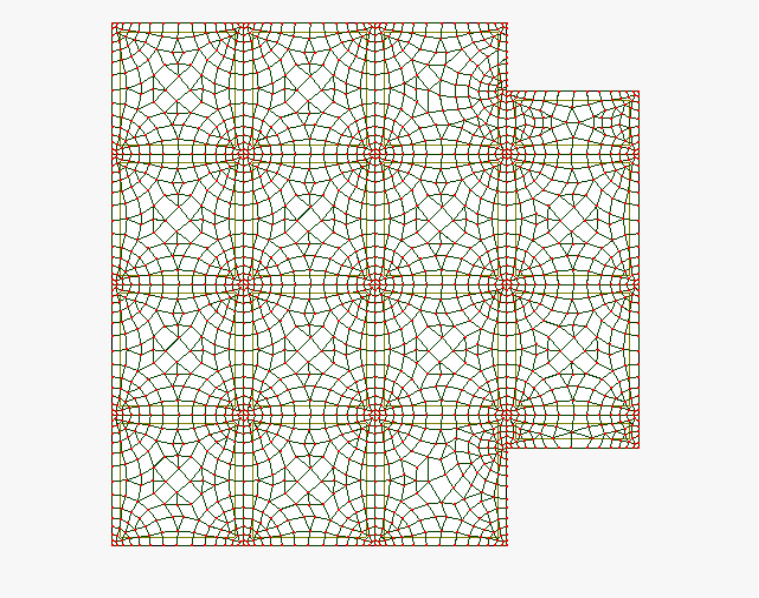
- piccole deformazioni;
- piccoli spostamenti;
- materiali con comportamento elastico-lineare.

Le porzioni di solaio sono state modellate attraverso elementi complanari ortotropi (elementi di tipo *shell*) a quattro nodi. Una porzione di colonna pari a metà interpiano è stata modellata per il piano in oggetto e quello inferiore al fine di modellare il più accuratamente possibile la rigidezza della porzione di struttura considerata.

Le masse modali sono state valutate identificando la parte di solaio (per la porzione considerata) che partecipa a ciascun modo principale di vibrazione.

Si riportano di seguito le mesh dei modelli ad elementi finiti per le porzioni di solaio esaminate.

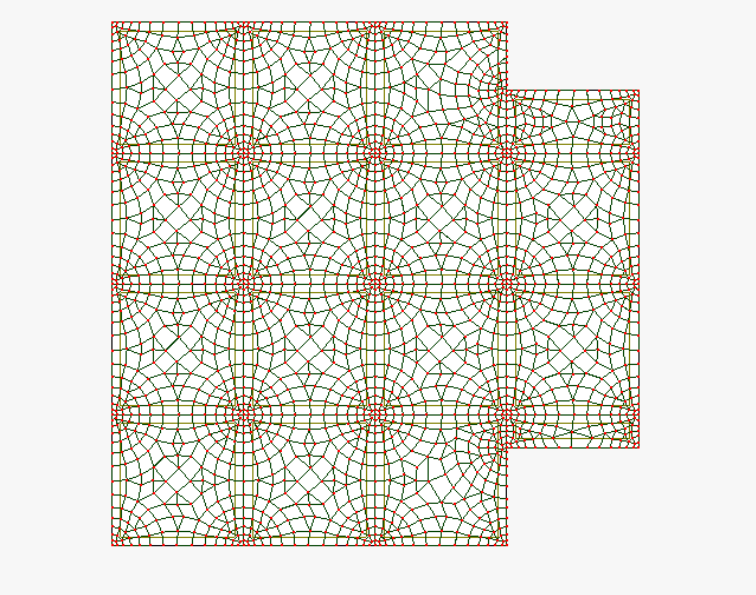
Diagnostica per immagini



Mesh del modello ad Elementi Finiti

Copyright © Buro Happold Limited

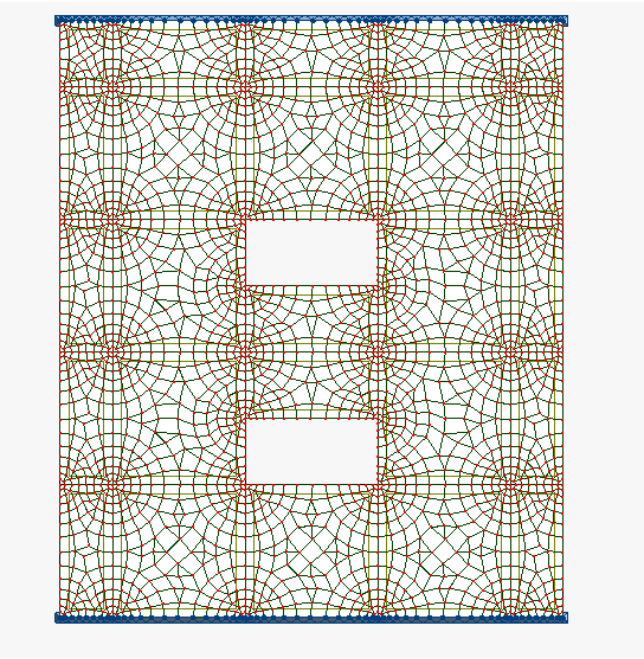
Blocco operatorio



Mesh del modello ad Elementi Finiti

Copyright © Buro Happold Limited

Degenza



Mesh del modello ad Elementi Finiti

Copyright © Buro Happold Limited

4.4 Analisi della Risposta alle vibrazioni

Le vibrazioni di una struttura o di una sua componente sono misurate in termini di accelerazione o di velocità di picco. Questi valori possono essere previsti per una data struttura mediante calcoli, che richiedono le seguenti informazioni/input:

- frequenze naturali della struttura
- masse modali
- forme modali
- smorzamento
- forze esercitate dai pedoni

La British Standard BS6472: 1992 fornisce un metodo per valutare la risposta umana alle vibrazioni. Tale metodo richiede tuttavia che l'accelerazione o la velocità siano convertite in un fattore di risposta che consente, con maggiore semplicità, di quantificare la risposta della struttura.

Il Fattore di Risposta può essere pensato come un fattore che fornisce un indicazione del livello di percezione umana del disturbo causato dalle vibrazioni. Le vibrazione corrispondenti ad un fattore di risposta pari a - o inferiori a - uno sono appena percettibile dagli esseri umani.

La risposta alle vibrazioni deve essere considerata in relazione alla frequenza dei passi. Il range tipico delle frequenze dei passi è il seguente:

- 1,6 Hz camminata normale
- 2,0 Hz camminata da parte di qualcuno che è di fretta
- 2,2 Hz camminata da parte di qualcuno che è in ritardo
- 2,4 Hz camminata con un ritmo molto vivace (frequenza massima che può essere generalmente raggiunta prima della corsa).

Copyright © Buro Happold Limited

Nelle nostre analisi sono state considerate le seguenti frequenze di movimento:

- 1,6-2,0 Hz normale camminata nelle stanze (una o due persone)
- 1,6-2,4 Hz normale camminata in aree di circolazione e corridoi (una o due persone)
- 2,0-3,0 Hz corsa in aree di circolazione e corridoi (una persona)
- 2,0-2,6 Hz corsa in aree di circolazione e corridoi (due persone)

La maggior parte delle linee guida di progettazione suggeriscono che il valore del coefficiente di smorzamento degli edifici vari tra circa l'1,5 e il 4,5%.

Nelle nostre analisi è stato considerato un valore del coefficiente di smorzamento pari al 3%.

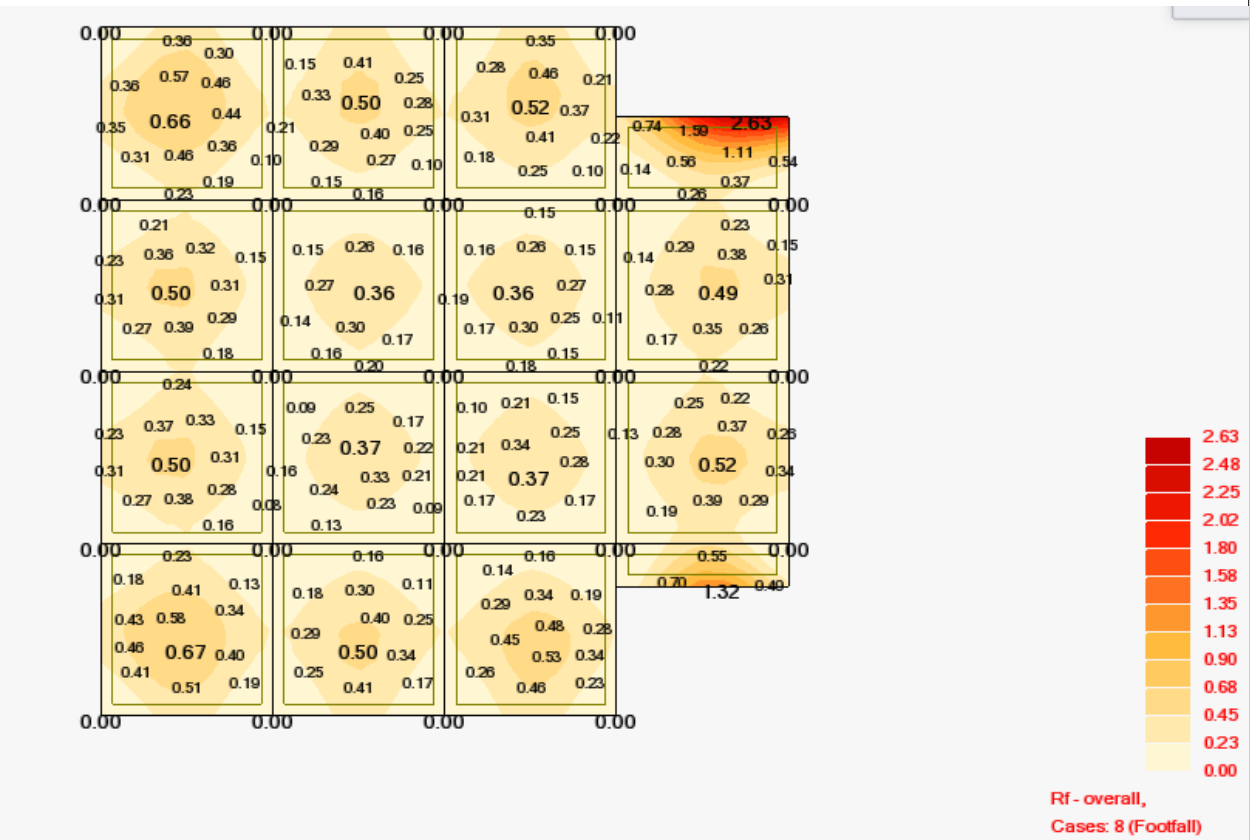
Lo smorzamento si riferisce alla dissipazione di energia che porta ad una dimuzione nel tempo delle vibrazioni. Lo smorzamento è in genere definito attraverso un coefficiente di smorzamento. Il suo valore è influenzato da molti fattori tra cui la disposizione e la densità di partizioni verticali, la natura delle finiture orizzontali e dell'arredamento, lo stato di fessurazione del calcestruzzo, ecc.

A causa dei molteplici fattori da cui dipende non è possibile determinare matematicamente in maniera univoca il valore di un coefficiente di smorzamento. Questo può essere tuttavia determinato sperimentalmente quando la struttura è stata completata.

Si riportano di seguito i principali risultati relativi alla risposta alle vibrazioni delle diverse porzioni di solai analizzate, espresse in termini di fattore di risposta.

Copyright © Buro Happold Limited

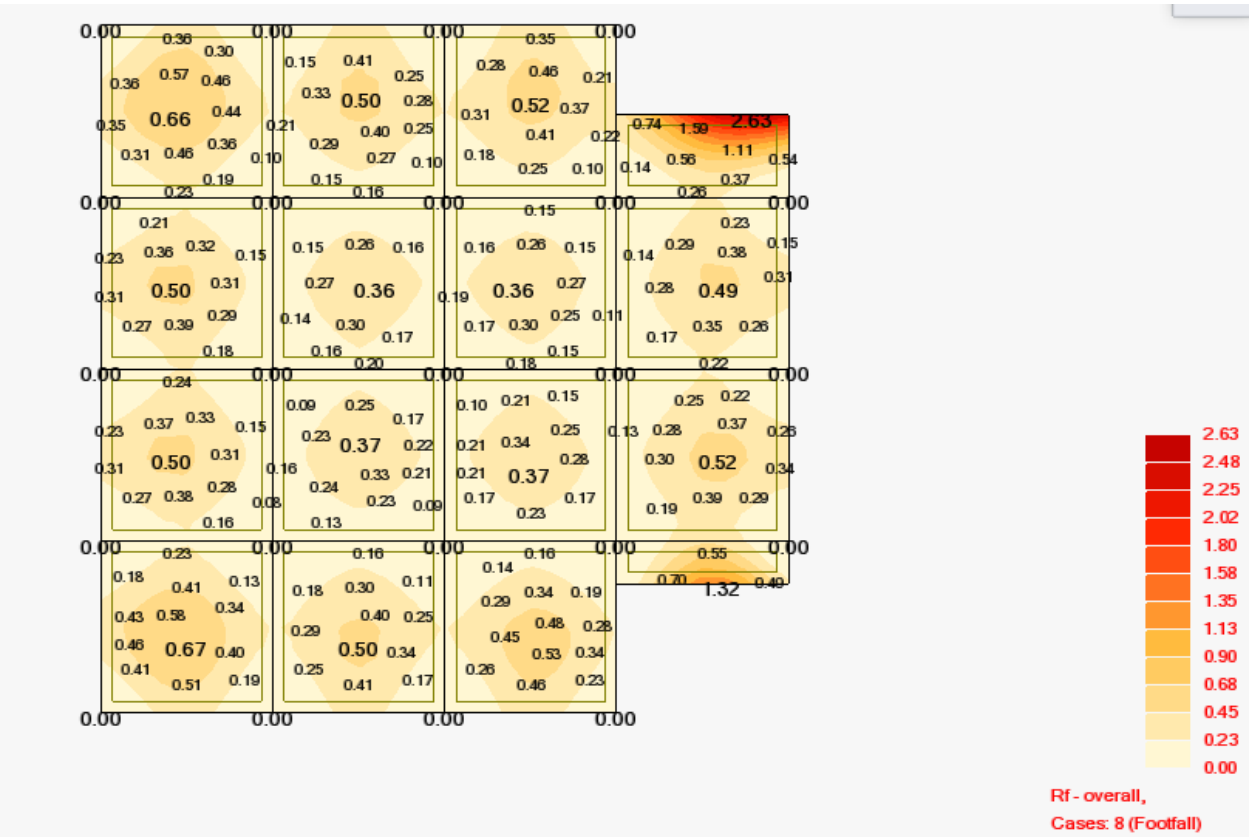
Diagnostica per immagini



Fattore di Risposta alle Vibrazioni

Copyright © Buro Happold Limited

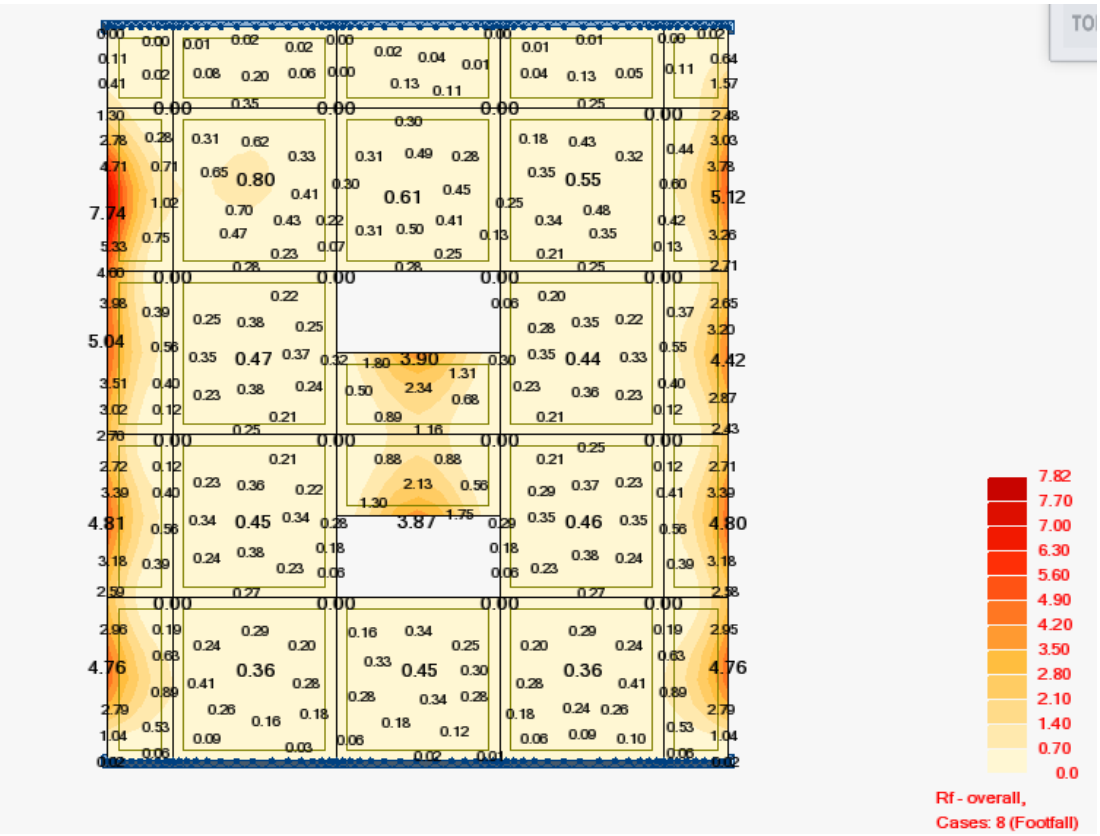
Blocco operatorio



Fattore di Risposta alle Vibrazioni

Copyright © Buro Happold Limited

Degenza



Fattore di Risposta alle Vibrazioni

Copyright © Buro Happold Limited

I risultati sopra riportati mostrano che il predimensionameto della struttura consente di contenere le vibrazioni entro limiti accettabili per le diverse destinazioni d'uso per la maggior parte delle aree di ciascuna zona.

Per quanto riguarda la zona di Diagnostica per immagini sarebbe tuttavia opportuno avere una particolare cura nella disposizione dei macchinari maggiormente sensibili alle vibrazioni – quali ad esempio le apparecchiature per le Tomografie PET – posizionando gli stessi in corrispondenza delle fasce lungo gli assi dei pilastri, meno sensibili alle vibrazioni (minore fattore di risposta).

Sia nella zona in corrispondenza del Blocco operatorio che nelle aree di degenza sarebbe invece opportuno, nelle successive fasi progettuali, valutare la possibilità di irrigidire mediante travi di bordo o elementi di supporto verticali gli sbalzi e le porzioni di soletta in corrispondenza delle aperture.

Copyright © Buro Happold Limited

5 Sviluppi futuri della progettazione

L'uso di strutture in calcestruzzo armato è particolarmente adeguato alla costruzione di strutture che consentono di contenere le radiazioni e al controllo delle vibrazioni (data la massa e rigidezza delle struttura). Il sistema Cobiax con sfere di allegerimento è considerata una soluzione strutturalmente adeguata. Tuttavia l'adattibilità futura di questo tipo di costruzione può essere ridotta se il posizionamento delle sfere di alleggerimento non è ben coordinato con gli impianti che devono attraversare l'edificio.

Nel corso della prossima fase di progettazione informazioni dettagliate sui macchinari ospedalieri dovrebbero essere raccolte e descritte per ognuno dei vani di ogni reparto dell'ospedale. Una discussione dettagliata con il cliente e gli operatori dell'ospedale deve essere inoltre condotta per studiare requisiti inerenti a futura flessibilità della struttura progettata.

L'istallazione e la manutenzione dei macchinari più pesanti come gli scanner per la risonanza magnetica devono essere considerate nella progettazione dei solai per garantire adeguata flessibilità d'uso delle strutture.

Il coordinamento degli impianti e delle strutture è estremamente importante, specialmente per quanto riguarda le contotte principali nei solai e i macchinari sospesi al soffito di alcune sale.

Dal punto di vista del progetto architettonico si consiglia di discutere la posizione di colonne per ridurre gli sbalzi e assicurare un adeguato controllo delle vibrazioni in alcune aree dell'edificio.

Copyright © Buro Happold Limited

Copyright © Buro Happold Limited

Emanuele Marfisi
Buro Happold Limited
17 Newman Street
London
W1T 1PD
UK

Telephone: +44 (0)20 7927 9700
Facsimile: +44 (0)870 787 4145

Email: Emanuele.Marfisi@burohappold.com