



AZIENDA SOCIO SANITARIA TERRITORIALE DI LODI

Presidio Unico - Stabilimento Ospedaliero di Lodi

Sistema Socio Sanitario



Regione Lombardia

ASST Lodi

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

LAVORI RISTRUTTURAZIONE E DI ADEGUAMENTO DEL PRESIDIO UNICO STABILIMENTO OSPEDALIERO DI LODI



PROGETTO DI

ADEGUAMENTO E RISTRUTTURAZIONE REPARTI DEL P.O. DI LODI MORGUE - PS - MICROBIOLOGIA - AMBULATORI MAC - FARMACIA

INTERVENTI 1-2-3-4-5-6

il Direttore Generale
DOTT. GIUSEPPE ROSSI

il Responsabile del procedimento
Arch. GIULIANO ZANI

Gruppo di progettazione:

Integrazione delle prestazioni specialistiche e Progettazione architettonica
Arch. FRANCO FOGAZZI



Progettazione Impianti meccanici
Ing. BENIAMINO VENEZIANI



Progettazione Impianti Elettrici
Ing. MARINO TESSADORI



Progettazione VVF
Ing. ANGELO MAGGIORI



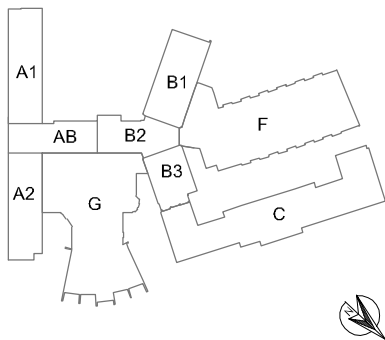
Progettazione Strutture
Ing. STEFANO TORTELLA



Giovane Professionista
Ing. MARCO VECCHI



Key plan:



i Progettisti:
STUDIO ARCHITETTURA ASSOCIATO

arch.Zafferi-arch.Buffoli-arch.Baronchi-arch.Fogazzi-geom.Panua
Via S. Andrea 73 Rovato (Bs) tel. e fax 030/7700744-7242000
e-mail:studio@architettura5a.it



STUDIO TECNICO IMPIANTI

Ing. A. Maggiori - B. Veneziani - M. Tessadori
25062 CONCESIO (Brescia) Via Europa n°181
Tel. 030-2180344 r.a. - Fax 030-2750680
e-mail: sti@stistudio.it - www.stistudio.it



STUDIO AEGIS

CANTARELLI & PARTNERS
25124 Brescia - Via Rodi, 61
Tel. 030 2421566 - Fax 030 221272
e-mail: info@studicaegis.it



ING. MARCO VECCHI

Corpo di fabbrica: Piano: Ambito

data:
Giugno 2018

Redatto: Controllato: Approvato:
Geom. Simona Pezzotti Arch. Franco Fogazzi Arch. Giuseppe Buffoli

revisione:
Settembre 2018

Titolo elaborato
Relazione di calcolo miglioramenti strutturali

elaborato:
GE.07

scala:

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA CIVILE

INGG.VECCHI

Ing. MARCO VECCHI - Ing. CORRADO VECCHI

Via G. MARCONI, 17 25045 CASTEGNATO (BS)

Tel. 030.2140305 studioassociatoingvecchi@pec.it

info@studioingvecchi.it www.studioingvecchi.it

Comune di LODI

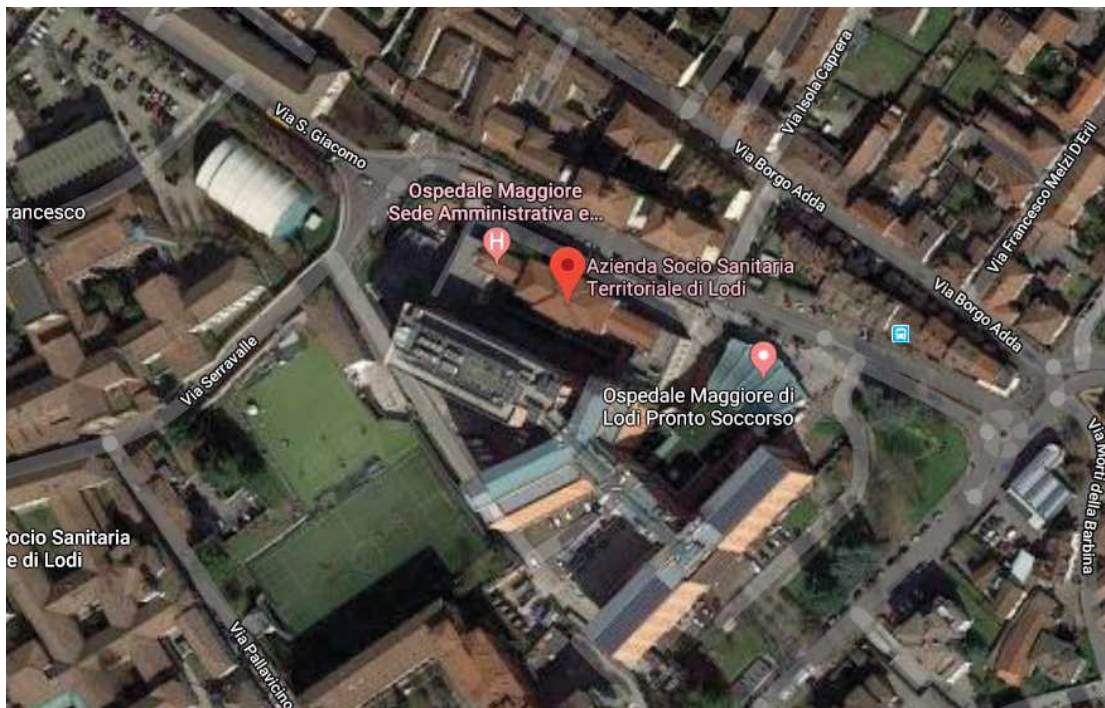
Provincia di LODI

RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
FASCICOLO DEI CALCOLI DELLE STRUTTURE PORTANTI
RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE
della struttura in acciaio in zona sismica 2
ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018
ai sensi del D.g.r. n°X/5001 del 30 Marzo 2016

Oggetto: Lavori di ristrutturazione ed adeguamento del presidio unico
STABILIMENTO OSPEDALIERO DI LODI

Ubicazione: Piazza Ospitale n°10, LODI

Proprietà: AZIENDA SOCIO SANITARIA TERRITORIALE DI LODI
Piazza Ospitale n°10, LODI



Castegnato (BS)

Il Progettista delle Strutture

INDICE

1. PREMESSA	5
1.1 NUOVA PENSILINA IN ACCIAIO	5
1.2 RINFORZO PILASTRI A PIANO INTERRATO	6
1.3 NUOVO VANO TECNICO E CUNICOLI INTERRATI	6
1.4 NUOVA TETTOIA IN ACCIAIO	7
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3. RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	8
3.1 CALCESTRUZZO DI NUOVA REALIZZAZIONE C25/30	8
3.2 CALCESTRUZZO ESISTENTE C20/25	10
3.3 ACCIAIO PER C.A. B450C	10
3.4 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	11
4. CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DELL'OPERA	12
5. INTERVENTO 1) PENSILINA IN ACCIAIO.....	13
5.1 AZIONI SULLE STRUTTURE.....	13
5.2 RELAZIONE DI CALCOLO	13
5.2.1 Verifica dell'orditura primaria tubo 100x100 sp.3 mm	14
5.2.2 Verifica dell'orditura secondaria tubo 50x200 sp.3 mm	14
5.2.3 Piastra di ancoraggio	15
6. INTERVENTO 2) RINFORZO PILASTRI.....	15
6.1 DIMENSIONAMENTO ANGOLARI	15
6.2 DIMENSIONAMENTO CALASTRELLI	16
6.3 CONCLUSIONI	17
7. INTERVENTO 3) VANO TECNICO E CUNICOLI IN C.A.	17
7.1 VANO TECNICO IN C.A.	17
7.2 CUNICOLI IN C.A.	18
8. TETTOIA IN ACCIAIO ZONA PRONTO SOCCORSO	19
8.1 PREMESSA.....	19
8.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	20
8.3 RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	20
8.4 CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DELL'OPERA	20
8.5 AZIONE STATICA SULLE STRUTTURE	20
8.6 AZIONE SISMICA SULLE STRUTTURE	20
8.6.1 Terreno di fondazione	21
8.6.2 Definizione dell'azione sismica	21
8.6.3 Fattore di comportamento q.....	22
8.6.4 Determinazione degli spettri di progetto	22
8.7 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	25
8.7.1 Descrizione del modello numerico	25
8.7.2 Verifica delle strutture per l'azione statica	26
8.7.3 Verifiche delle strutture per l'azione sismica	28
8.7.4 Deformazioni	29
8.8 FONDAZIONI	30
ALLEGATI	32
ALLEGATO 1: VERIFICA PIASTRA PENSILINA	33
ALLEGATO 2: VERIFICA MURI VANO TECNICO	36
ALLEGATO 3: VERIFICA STRUTTURE TETTOIA	42
ALLEGATO 4: DESCRIZIONE E ANALISI NUMERICHE TETTOIA.....	48

1. PREMESSA

L'edificio sede dell'Ospedale Maggiore di Lodi, Via Ospitale n°10 è oggetto di lavori di ristrutturazione ed adeguamento.

Oggetto della presente relazione di calcolo sono tre interventi distinti:

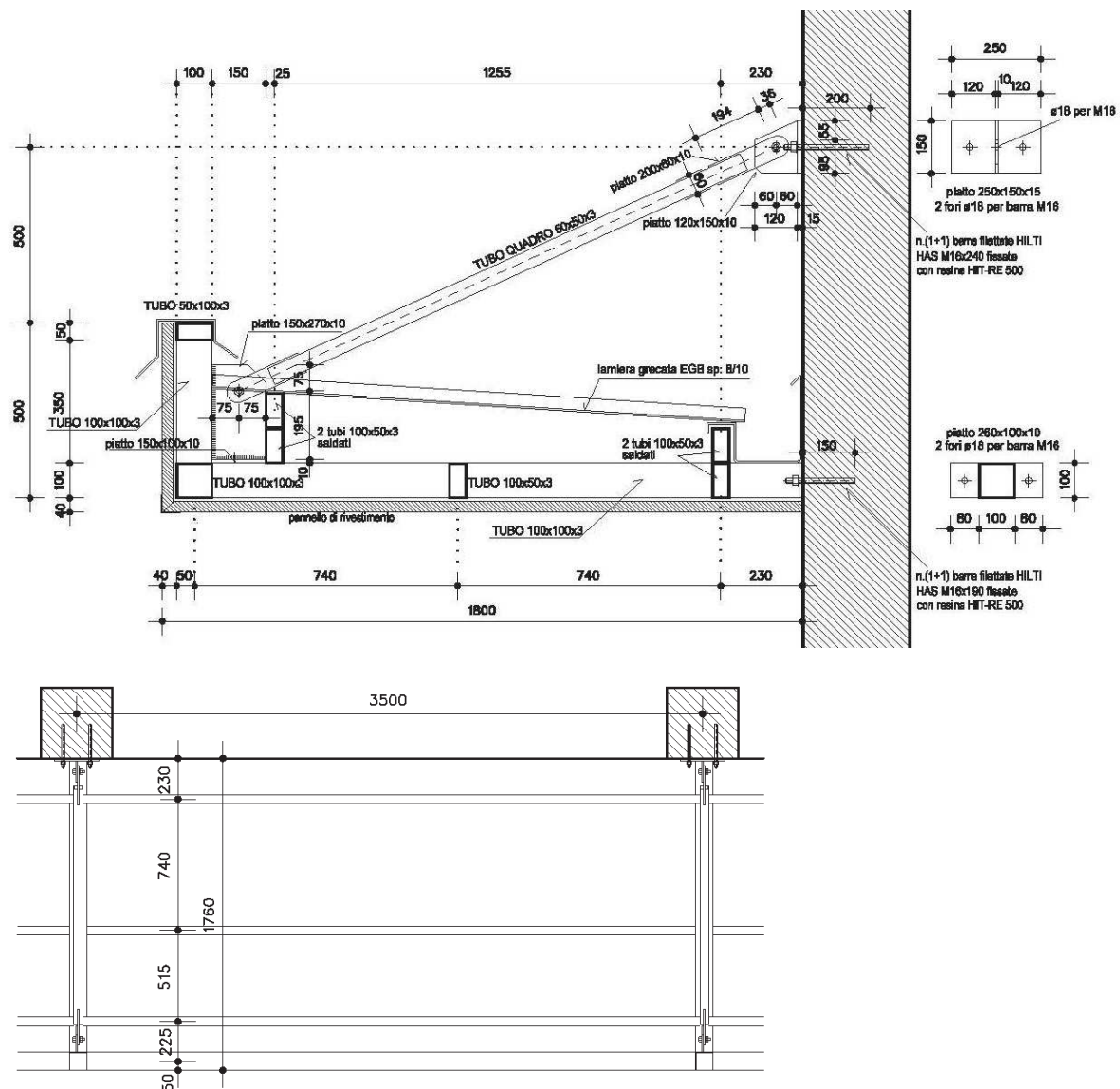
- 1) intervento locale per realizzazione di nuova pensilina in acciaio;
- 2) intervento locale per rinforzo strutturale dei pilastri a piano seminterrato;
- 3) nuova realizzazione vano tecnico e cunicoli in cemento armato;
- 4) intervento locale per nuova tettoia in acciaio zona pronto soccorso.

1.1 NUOVA PENSILINA IN ACCIAIO

L'intervento 1) riguarda la realizzazione una nuova pensilina a sbalzo fissata ai pilastri esistenti con barre filettate e resina.

La carpenteria metallica verrà fissata ai pilastri esistenti in c.a. 40x40 cm, attraverso dei vincoli a cerniera. Il peso della struttura è modesto ed i pilastri risultano ampiamente idonei a sostenere i carichi in gioco, ai quali è stata attribuita prudenzialmente una resistenza Rck25 secondo quanto risulta da prove sclerometriche. La struttura in progetto non è stata considerata come dissipativa.

La struttura si presenta a sbalzo per 180 cm ed ha uno sviluppo lineare pari a 15,0 ml, con un interasse di 3,5 ml. Si descrive in seguito il processo di dimensionamento e verifica degli elementi.



La struttura in progetto presenta un'orditura primaria costituita da un tirante quadro 50x50x3 mm e un puntone quadro 100x100x3 mm, mentre l'orditura secondaria è realizzata saldando due tubolari 100x50x3.

Come già accennato la struttura è vincolata al pilastro tramite cerniere, senza ritegni alla rotazione.

Il piano di copertura è costituito da una lamiera grecata tipo EGB di spessore pari a 8/10. La lamiera è fissata alla struttura tramite bottoni di saldatura o viti autofilettanti. La struttura è descritta nel dettaglio nelle tavole di progetto allegate alla presente relazione ed i criteri di calcolo e le verifiche sono di seguito riportati. La classe di realizzazione della struttura è EXC2.

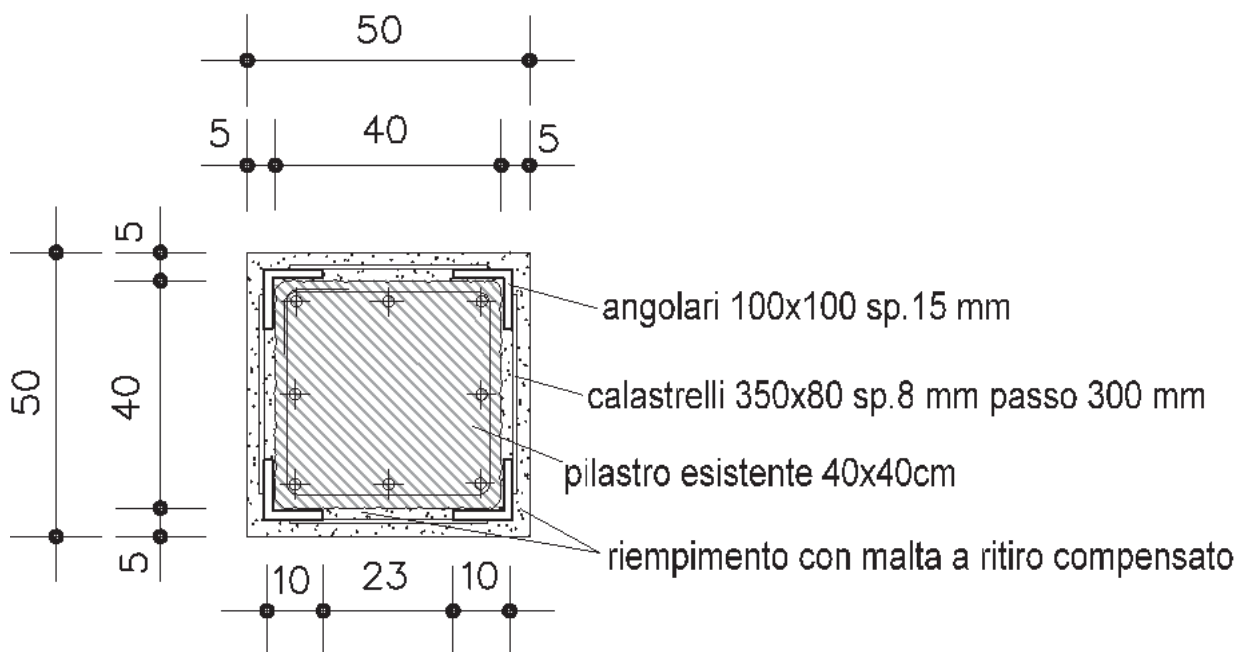
1.2 RINFORZO PILASTRI A PIANO INTERRATO

Trattasi della semplice cerchiatura di pilastri a piano seminterrato dell'edificio in oggetto, senza interessare la struttura soprastante.

L'intervento rientra invece in quanto indicato al capitolo 8.4.1 del D.M. 17/01/18, "RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE", *gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità (nel nostro caso) **modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.***

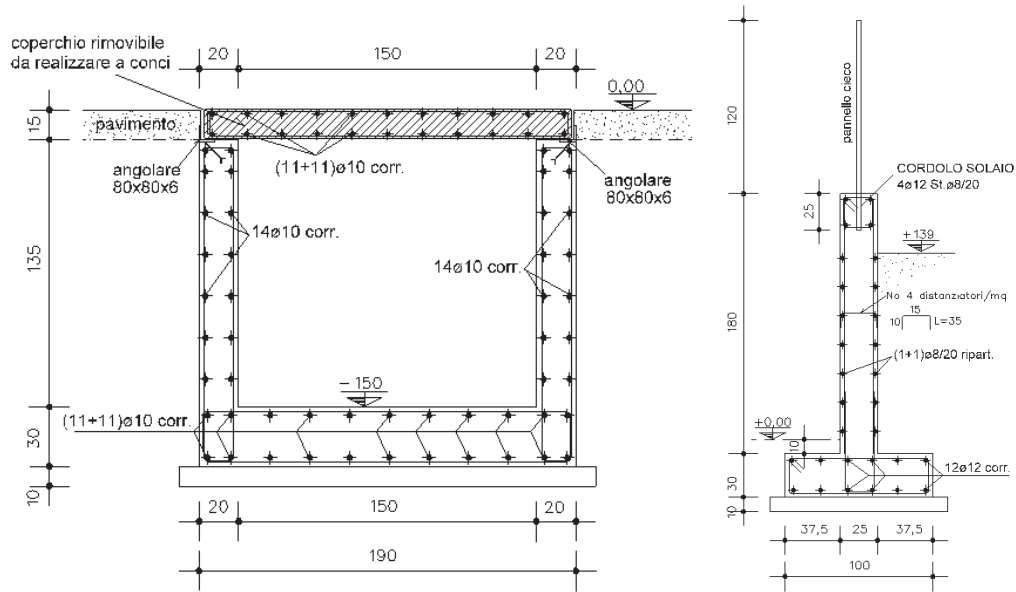
La relazione di cui al § 8.3 (NTC18) che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti.

Si ritiene quindi l'intervento classificabile come "locale o di riparazione", pertanto l'analisi di sicurezza può riferirsi ai soli pilastri interessati, verificando l'entità del miglioramento conseguito sugli elementi.



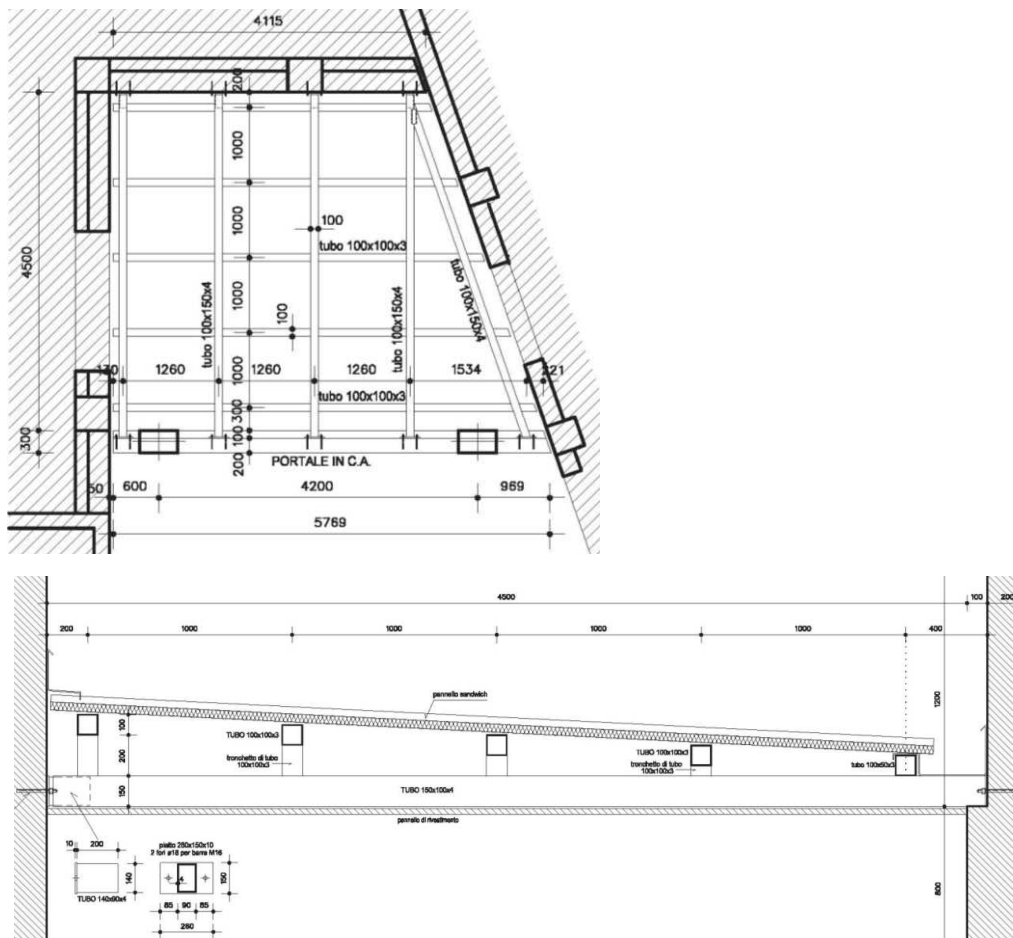
1.3 NUOVO VANO TECNICO E CUNICOLI INTERRATI

Trattasi della realizzazione di cunicoli e vano tecnico interrato in c.a. Le strutture sono essenzialmente costituite da basamenti in c.a. di spessore 30 cm da cui nascono muretti di contenimento di spessore variabile da 20 a 30 cm. I soli cunicoli vengono ricoperti con delle solette rimovibili realizzate successivamente, di cui si trascura quindi l'effetto stabilizzante nei confronti della spinta del terreno.



1.4 NUOVA TETTOIA IN ACCIAIO

L'intervento 4) riguarda la realizzazione di una copertura in acciaio presso la zona pronto soccorso. La carpenteria metallica verrà fissata su un lato al cordolo in c.a. esistente (Rck25), attraverso dei vincoli a carrello, e sull'altro lato ad un portale in c.a. di nuova realizzazione, attraverso dei vincoli a cerniera. Tali condizioni di vincolo permettono all'azione sismica sulla struttura di ricadere totalmente sui nuovi pilastri in c.a., di sezione (50x30)cm, fondati su una trave rovescia di sezione (150x50)cm. La struttura in progetto non è stata considerata dissipativa.



La struttura in progetto presenta un'orditura primaria in acciaio S275 costituita da tubolari di sezione 100x150 sp.4 mm, mentre l'orditura secondaria è realizzata con tubolari di sezione 100x100 sp.4 mm. Come già accennato la struttura è vincolata alla struttura esistente e al nuovo portale in c.a. senza ritegni alla rotazione.

Il piano di copertura è costituito da un pannello sandwich fissato alla struttura tramite bottoni di saldatura o viti autofilettanti.

La struttura è descritta nel dettaglio nelle tavole di progetto allegate alla presente relazione ed i criteri di calcolo (analisi dinamica lineare) e le verifiche sono di seguito riportati. La classe di realizzazione della struttura è EXC2.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di dimensionamento e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- D. M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni";
- Legge 2 Febbraio 1974 n° 64 "Prov. per le costruzioni con part. prescriz. per le zone sismiche".
- D.P.R. 6 Giugno 2001 n° 380 "Testo Unico delle disposiz. legislative e regolam. in materia edilizia".
- Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137".
- D.G.R. Regione Lombardia del 30 novembre 2011 n° 9/2616 "Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12, approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n. 8/1566."
- D.G.R. Regione Lombardia °33 "Disposizioni in materia di opere o costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche" del 12 ottobre 2015;
- D.G.R. n°X/5001 "Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica" del 30 Marzo 2016.

Ferme restando le prescrizioni del D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni", si intendono coerenti con i principi alla base della norma stessa le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- Eurocodici Strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN.
- Norme UNI EN armonizzate pubblicate su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea.
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

La definizione dei carichi di progetto è avvenuta, oltre che nel rispetto delle disposizioni contenute nel capitolo 3 del D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni", anche con riferimento alle seguenti normative (con le eventuali successive modifiche ed integrazioni):

- D.M. 16 Maggio 1987, n. 246 "Norme di sicurezza antincendi per gli edifici di civile abitazione".
- D. Lgs. N. 285 del 30 Aprile 1992 "Nuovo Codice della Strada" (per le zone carrabili).

3. RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

3.1 CALCESTRUZZO DI NUOVA REALIZZAZIONE C25/30

Magrone

Classe di resistenza necessaria ai fini statici: C12/15 ($R_{ck} 15 \text{ N/mm}^2 = 150 \text{ daN/cm}^2$)

Calcestruzzo

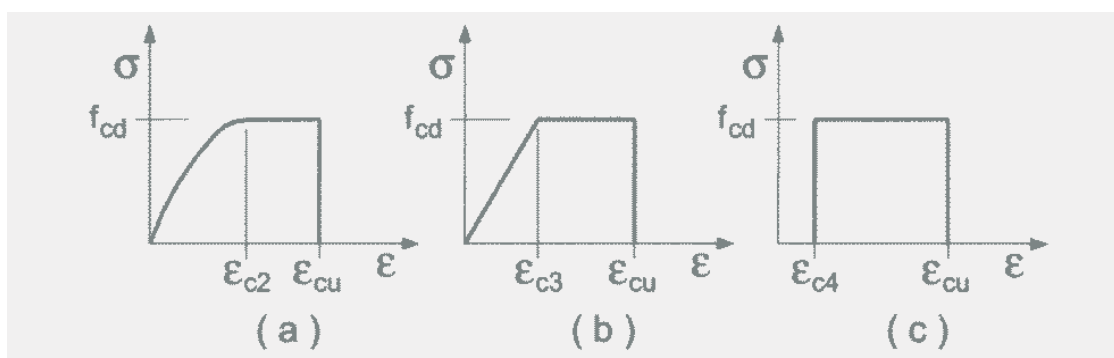
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	C25/30 ($R_{ck} 30 \text{ N/mm}^2 = 300 \text{ daN/cm}^2$)
Classe di esposizione:	XC1 – XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0,65 – 0,60
Classe di consistenza:	S4/S5 (Fluida)
Diametro massimo aggregati:	32 mm
Copriferro minimo:	30 mm
Peso specifico:	$\gamma = 25.000 \text{ N/m}^3$
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Modulo elastico normale:	$E = 31.475 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale:	$G = 13.125 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Coeff. sicurezza allo stato limite ultimo del materiale:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente riduttivo:	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17 \text{ N/mm}^2$

Dosatura dei materiali

La dosatura dei materiali per ottenere C25/30 è orientativamente la seguente (per m^3 d'impasto):

• Sabbia	0,4 m^3
• ghiaia	0,8 m^3
• acqua	150 litri
• cemento tipo	325
• dosaggio minimo	300 kg

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a flessione semplice con programmi di nostra ideazione è stato adottato il diagramma tipo c) “stress block” esteso per 0,8 x.



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine. La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 32 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione. In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di Sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o super-fluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Controllo di accettazione tipo “A” (par.11.2.5.1 NTC 17.01.18)

- n.1 controllo ogni max 300mc di miscela omogenea
- 1 controllo = 3 prelievi ciascuno su max 100 mc di miscela omogenea
- 1 prelievo = 2 campioni cubici di lato 150 mm (sformare entro 72 ore e stagionare a $T=(20\pm 5)^{\circ}\text{C}$)

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato, se risultano verificate entrambe le disuguaglianze:

$$R_1 > R_{ck} - 3,5 \quad \text{con } R_1 = \text{minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm}^2\text{)}$$

$$R_m = R_{ck} + 3,5 \quad \text{con } R_m = \text{resistenza media dei prelievi (N/mm}^2\text{)}$$

3.2 CALCESTRUZZO ESISTENTE C20/25

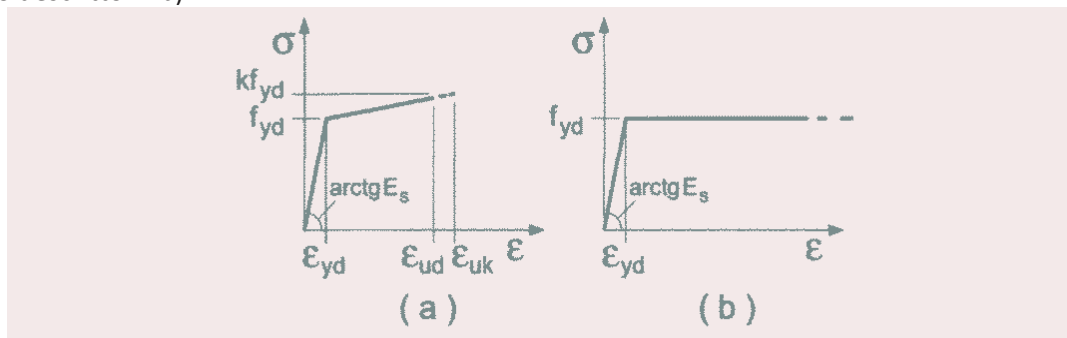
Vale essenzialmente quanto detto in precedenza, riducendo i parametri del materiale.

Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	C20/25 ($R_{ck} 25 \text{ N/mm}^2 = 250 \text{ daN/cm}^2$)
Classe di esposizione:	XC1
Rapporto acqua/cemento max:	0,65
Classe di consistenza:	S4
Diametro massimo aggregati:	32 mm
Copriferro minimo:	30 mm
Peso specifico:	$\gamma = 25.000 \text{ N/m}^3$
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha = 0.00001 \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
Modulo elastico normale:	$E = 31.475 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale:	$G = 13.125 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
Coeff. sicurezza allo stato limite ultimo del materiale:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente riduttivo:	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 11,33 \text{ N/mm}^2$

3.3 ACCIAIO per C.A. B450C

• Peso specifico	$\gamma = 78.500 \text{ N/m}^3$
• Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0,00001 \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
• Modulo elastico normale	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
• Modulo elastico tangenziale	$G = 84.000 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
• Coeff. sicurezza allo stato limite ultimo del materiale	$\gamma_s = 1,15$
• Resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio

La deformazione massima ϵ_{su} è assunta pari a $0,9 \times 7,5 \% = 6,75 \%$.

Controllo sull'acciaio

Le NTC2018 (par.11.3.1.1) prevedono tre forme di controllo obbligatorie per l'acciaio d'armatura per cemento armato:

- in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione
- nei centri di trasformazione, da eseguirsi sulle forniture
- di accettazione in cantiere, da eseguirsi sui lotti di spedizione

Per i controlli in stabilimento e nei centri di produzione si faccia riferimento ai par.11.3.1.2 e 11.3.1.7. Tutte le forniture di acciaio, per le quali non sussista l'obbligo della marcatura CE, devono essere accompagnate dalla copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale. L'attestato può essere utilizzato senza limitazione di tempo. Le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore. Il Direttore dei Lavori, prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare forniture non conformi. Prelievo di tre spezzoni per diametro scelto fra quelli che compaiono sui certificati di stabilimento. Il prelievo va ripetuto per ciascuno dei gruppi: Gruppo 1 (diametro 5÷10mm), Gruppo 2 (diametro 12÷18mm), Gruppo 3 (diametro > 18mm).

Per l'acciaio B450C devono essere rispettati i seguenti requisiti:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$	5,0
tensione caratteristica di rottura $f_{tk} =$	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$	5,0
$(f_t / f_y)_k =$	$\geq 1,15 \text{ e } < 1,35$	10,0
$(f_y / f_{ynom})_k =$	$\leq 1,25$	10,0
allungamento $(A_{gt})_k =$	$\geq 7,5\%$	10,0
diametro \varnothing del mandrino per prove di pieg. a 90° e raddrizz. senza cricche		
$\varnothing < 12\text{mm}$	4 \varnothing	
$12 \geq \varnothing \geq 16\text{mm}$	5 \varnothing	
$16 \geq \varnothing \geq 25\text{mm}$	8 \varnothing	
$25 \geq \varnothing \geq 40\text{mm}$	10 \varnothing	

3.4 ACCIAIO per CARPENTERIA METALLICA

Profilati

L'acciaio utilizzato per le strutture metalliche in progetto è del tipo S275 secondo UNI EN 10025-2:

- modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità trasversale $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)} = 80.770 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di Poisson $\mu = 0,3$
- coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
- densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- tensione caratteristica di snerv. $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ (S275JR)}$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2 \text{ (S275JR)}$

La capacità resistente delle sezioni è determinata con il metodo elastico (E) valido per tutte le classi di sezioni (1-2-3-4) con il quale si assume un comportamento elastico lineare del materiale sino al raggiungimento della condizione di snervamento (NTC 4.2.3.2).

Indicando con A l'area della sezione, W_{el} il modulo elastico e A_v l'area resistente a taglio si ottiene:

- resistenza di calcolo a trazione/compressione $N_{t,Rd} = N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$
- resistenza di calcolo a flessione retta $M_{c,Rd} = W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0}$
- resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / \sqrt{3} \gamma_{M0}$
- coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo del materiale $\gamma_{M0} = 1,05$

Classe di realizzazione XC2.

Bulloneria

I bulloni utilizzati posseggono dimensioni conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002.

Le tensioni caratteristiche di snervamento (f_{yb}) e di rottura (f_{tb}) delle viti sono riportate nella tabella seguente:

Classe		6.8	8.8	10.9
F_{yb}	[daN/cm ²]	4800	6400	9000
F_{tb}	[daN/cm ²]	6000	8000	10000

Collegamenti saldati

Gli acciai per strutture saldate devono soddisfare le condizioni riportate nel punto §11.3.4.1 del D.M. 17-01-2018 e devono avere composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili. I processi di saldatura devono avvenire in conformità a quanto riportato nel §11.3.4.5. del D.M. 17-01-2018.

Per la saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti si useranno elettrodi: tipo E52 classe di qualità 3 o 4 secondo i punti 2.4.1 e 2.4.2. del D.M. del 27-07-85.

Per la saldatura automatica si dovranno impiegare i fili, i flussi e/o i gas e la tecnica esecutiva usati per le prove preliminari di verifica di cui al precedente punto 2.4.2. del suddetto decreto.

4. CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DELL'OPERA

Vita nominale

Per vita nominale V_N di un'opera strutturale si intende il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è destinata. La tabella seguente (tabella 2.4.I al punto 2.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018) indica la vita nominale per i diversi tipi di opera.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N
1	Costruzioni temporanee o provvisorie	10 anni
2	Opere con livelli di prestazioni ordinari	50 anni
3	Opere con livelli di prestazioni elevati	100 anni

L'edificio in oggetto si può considerare ordinario, pertanto si assume una vita nominale $V_N = 50$ anni.

Tale considerazione è suffragata da quando rilevato da precedenti autorizzazioni sismiche, si è ritenuto pertanto di voler essere coerenti con quanto già approvato dall'U.T. di Desenzano D.G.

Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche le costruzioni vengono suddivise nelle seguenti classi d'uso (punto 2.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018):

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti

da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Essendo l'edificio in oggetto sottoposto ad affollamenti significativi, appartiene alla classe d'uso III.

5. INTERVENTO 1) PENSILINA IN ACCIAIO

5.1 AZIONI SULLE STRUTTURE

Carichi di esercizio per edifici

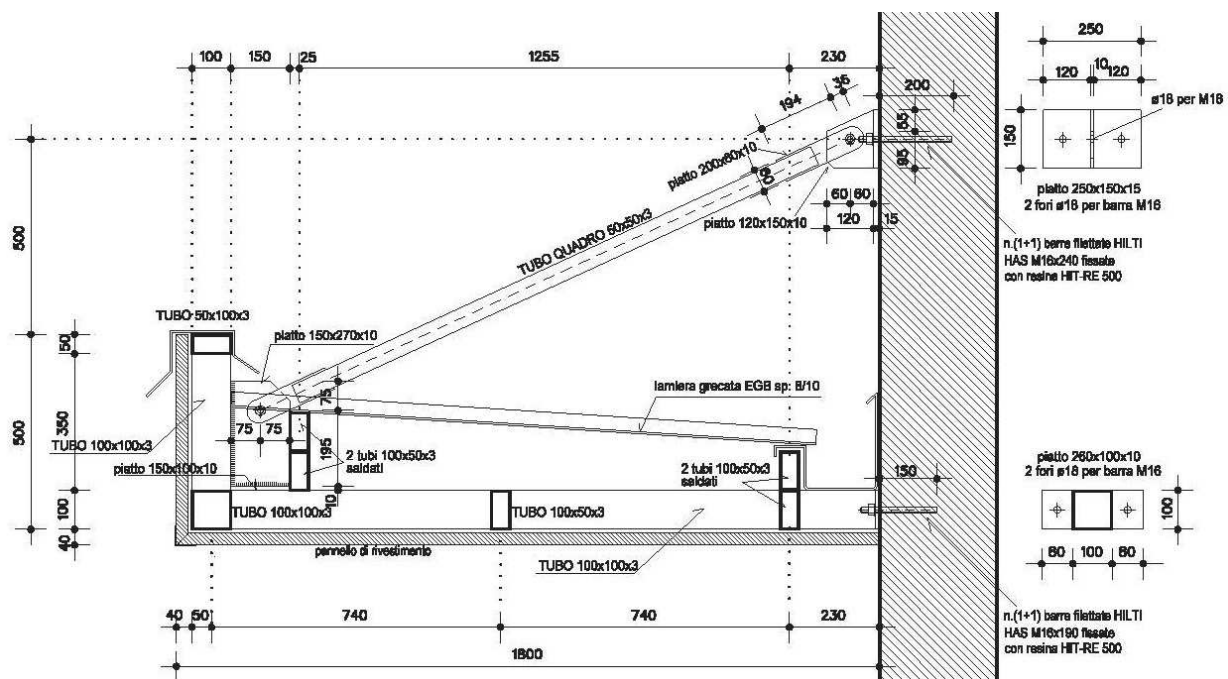
La valutazione dei carichi permanenti è stata effettuata sulla base alle caratteristiche dei materiali di costruzione e di finitura utilizzati. Per i carichi accidentali vedasi capitolo 3 delle NTC18.

Carichi utili sulla copertura in carpenteria metallica

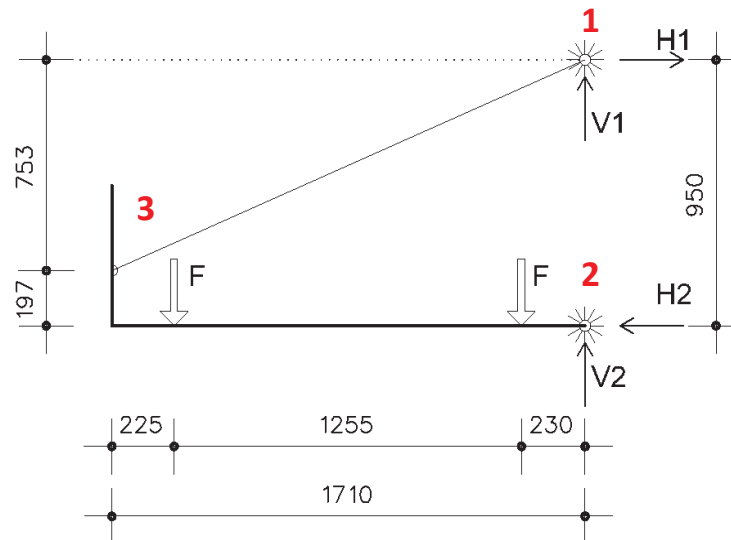
- permanente	(strutturale e non strutturale):	0,50 kN/m ²
- accidentale	(neve):	1,20 kN/m ²

5.2 RELAZIONE DI CALCOLO

Come accennato a cap. 1.1. della presente trattazione, la carpenteria metallica verrà fissata ai pilastri esistenti in c.a. 40x40 cm, attraverso dei vincoli a cerniera. Il peso della struttura è modesto ed i pilastri risultano ampiamente idonei a sostenere i carichi in gioco, ai quali è stata attribuita prudenzialmente una resistenza Rck25 secondo quanto risulta da prove sclerometriche.



La struttura si presenta a sbalzo per 180 cm ed ha uno sviluppo lineare pari a 15,0 ml, con un interasse di 3,5 ml e presenta un'orditura primaria costituita da un tirante quadro 50x50x3 mm e un puntone quadro 100x100x3 mm, mentre l'orditura secondaria è realizzata saldando due tubolari 100x50x3. Come già accennato la struttura è vincolata al pilastro tramite cerniere, senza ritegni alla rotazione. Il piano di copertura è costituito da una lamiera grecata tipo EGB di spessore pari a 8/10. La lamiera è fissata alla struttura tramite bottoni di saldatura o viti autofilettanti.



In particolare:

$$F = (50+120) \times (1,255/2+0,23) \times 3,5 = 510 \text{ daN (stima reazioni)}$$

$$H1 = F \times (0,23+1,485)/0,95 = 921 \text{ daN (equilibrio attorno a punto 2)}$$

$$V1 = 921 \times 0,753/1,71 = 406 \text{ daN (equilibrio attorno a punto 3)}$$

$$H2 = H1 = 921 \text{ daN (traslazione orizzontale)}$$

$$V2 = 2 \times F - V1 = 614 \text{ daN (traslazione verticale)}$$

5.2.1 Verifica dell'orditura primaria tubo 100x100 sp.3 mm

Tale elemento viene sollecitato flessionalmente dalle due reazioni F , che generano un momento flettente pari a $510 \times 0,23 = 117,3$ daNm in condizioni di esercizio e pari a $117,3 \times 1,5 = 176,0$ daNm in condizioni ultime. Non vi sono problemi di svergolamento, data la presenza dell'orditura secondaria in luce che fa da elemento stabilizzante.

Le caratteristiche della sezione sono le seguenti:

$$A = 11,6 \text{ cm}^2 \quad J_{11} = 182,7 \text{ cm}^4 \quad W_{11-el} = 36,5 \text{ cm}^3$$

Il momento resistente massimo del profilo vale:

$$M_{Rd-11} = W_{11-el} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 36,5 \times 2.750 / 1,05 \times 100 = 957,0 \text{ daNm}$$

La verifica viene eseguita imponendo che sia verificata la disuguaglianza $M_{Ed}/M_{Rd} < 1$

La sollecitazione massima come detto vale $M_{Ed} = 176,0$ daNm.

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 176,0/957,0 = 0,18 < 1 \text{ verifica soddisfatta.}$$

5.2.2 Verifica dell'orditura secondaria tubo 50x200 sp.3 mm

Tale elemento viene sollecitato flessionalmente dalla reazione F/i , che genera un momento flettente pari a $(510/3,5) \times 3,5^2/8 = 223,1$ daNm in condizioni di esercizio e pari a $223,1 \times 1,5 = 334,7$ daNm in condizioni ultime. Non vi sono problemi di svergolamento, data la presenza della lamiera grecata che fa da elemento stabilizzante.

Le caratteristiche della sezione sono le seguenti (equiparando i due tubolari saldati 50x100 sp.3 mm ad un tubolare 50x200 sp. 3mm):

$$A = 14,6 \text{ cm}^2 \quad J_{11} = 656,2 \text{ cm}^4 \quad W_{11-el} = 65,6 \text{ cm}^3$$

Il momento resistente massimo del profilo vale:

$$M_{Rd-11} = W_{11-el} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 65,6 \times 2.750 / 1,05 \times 100 = 1.718,5 \text{ daNm}$$

La verifica viene eseguita imponendo che sia verificata la disuguaglianza $M_{Ed}/M_{Rd} < 1$

La sollecitazione massima come detto vale $M_{Ed} = 334,7$ daNm.

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 334,7/1.718,5 = 0,19 < 1 \text{ verifica soddisfatta.}$$

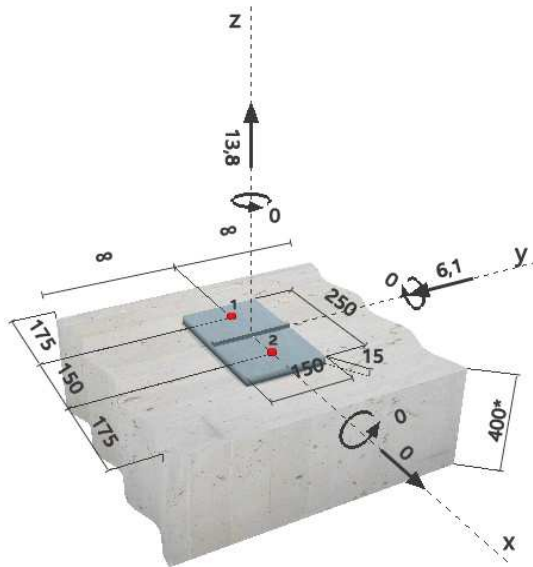
5.2.3 Piastra di ancoraggio

La cerniera più sollecitata è chiaramente quella a punto 1, che vede la contemporanea azione di taglio e trazione. Tale elemento è dimensionato come una cerniera ideale, pertanto non fornisce ritegni alle rotazioni e vincola solo la traslazione.

Si realizza una piastra di spessore 15 mm, imbullonata al pilastro in c.a. con due spinotti M16 fissati con resina ad alta resistenza. Come detto a cap.3, il calcestruzzo si può considerare C20/25.

Come visto il taglio massimo in condizioni ultime vale $V1 = 406 \text{ daN} \cdot 1,5 = 6,1 \text{ kN}$, mentre il tiro risulta $H1 = 921 \text{ daN} \cdot 1,5 = 13,8 \text{ kN}$.

Tale collegamento viene verificato a taglio utilizzando il programma HILTI PROFIS ANCHOR, certificato dal produttore HILTI. Il collegamento lavora al 28% della propria resistenza, per una profondità di infissione di almeno 20 cm, come mostrato in allegato 1.



6. INTERVENTO 2) RINFORZO PILASTRI

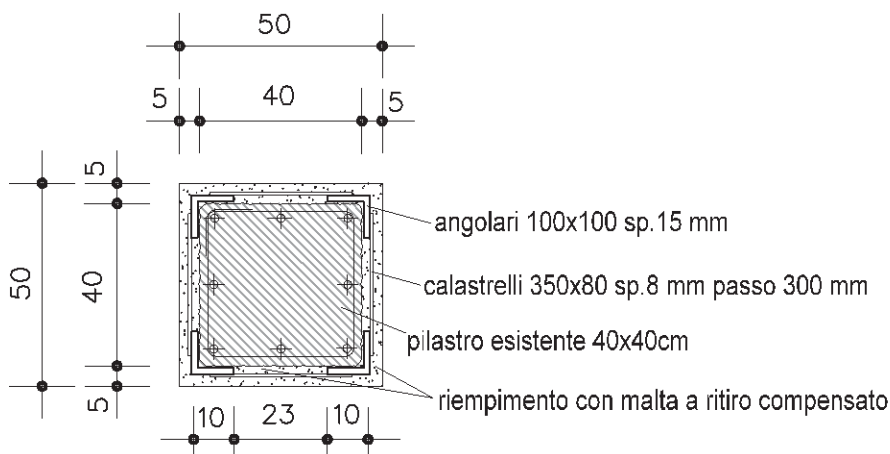
6.1 DIMENSIONAMENTO ANGOLARI

Trattasi della semplice cerchiatura di pilastri a piano seminterrato dell'edificio in oggetto, senza interessare la struttura soprastante.

L'intervento consiste nel posizionamento di quattro angolari di lato 10 cm e spessore 1 cm negli spigoli del pilastro, dimensionati in modo che abbiano una rigidità assiale paragonabile a quella del pilastro in c.a. In particolare:

$$A_s E_s > A_c E_c \rightarrow A_s > A_c E_c / E_s = 40 \times 40 / 15 = 107 \text{ cm}^2$$

Si utilizzano pertanto 4 angolari 100x100 sp.15 mm di 27,8 cm² ciascuno ($A_s = 111 \text{ cm}^2$).

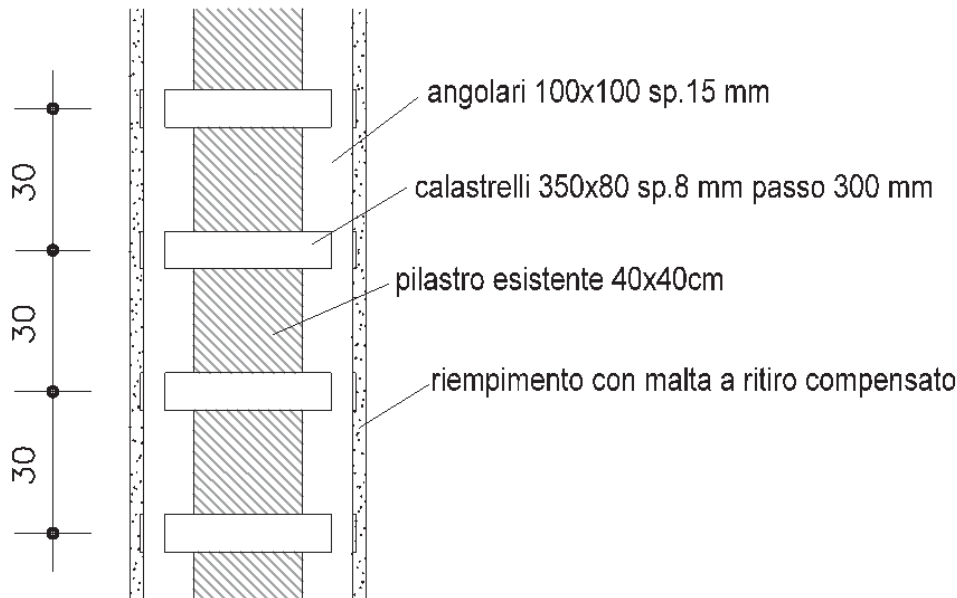


6.2 DIMENSIONAMENTO CALASTRELLI

I calastrelli vengono invece dimensionati per fornire un'azione di confinamento pari a quello richiesto dalla normativa NTC2018, ovvero pari a $0,08L f_{cd}/f_{yd}$, con L pari alla dimensione del pilastro. Pertanto risulta (secondo D.L. n°74 del 06/06/2012):

$$As/s = 0,08L f_{cd}/f_{yd} \rightarrow As = 30\text{cm} \times 0,08 \times 40\text{cm} \times 11,1/261,9 = 4,1 \text{ cm}^2$$

Si utilizza pertanto un calastrello di spessore 8 mm e altezza 80 mm, posti a 30 cm di interasse, per un'area di $6,4 \text{ cm}^2$.



In assenza di più precise determinazioni basate su modelli analitici di comprovata validità, è possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Fig. 4.1.2 (dove le deformazioni di compressione sono assunte positive), in cui la resistenza caratteristica e le deformazioni del calcestruzzo confinato sono valutate secondo le relazioni seguenti:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad [4.1.8]$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad [4.1.9]$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad [4.1.10]$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad [4.1.11]$$

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c \quad [4.1.12]$$

essendo σ_2 la pressione laterale efficace di confinamento allo SLV mentre ε_{c2} ed ε_{cu} sono valutate in accordo al § 4.1.2.1.2.1.

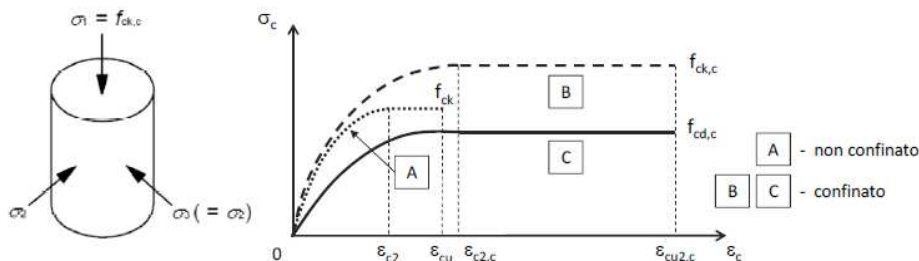


Fig. 4.1.2 – Modelli σ - ε per il calcestruzzo confinato

a) Per sezioni rettangolari

Per le due direzioni principali della sezione x e y valgono, rispettivamente, le relazioni:

$$\sigma_{l,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}; \quad \sigma_{l,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s} \quad [4.1.12.b]$$

Secondo NTC2018 cap. 4.1.2.1.2.1 vale la relazione $\sigma_2 = A_s f_{ck} / (L \times s)$ da cui si ricava la tensione di confinamento $\sigma_2 = 6,4 \times 2 \times 275 / (40 \times 30) = 2,9$ MPa.

Ciò permette di migliorare sia la resistenza del calcestruzzo sia la sua deformazione massima in condizioni ultime. In particolare, sempre da NTC2018 cap. 4.1.2.1.2.1 risulta:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \times (1,125 + 2,5 \times \sigma_2 / f_{ck}) = 20 \times (1,125 + 2,5 \times 2,9 / 20) \text{ MPa} = 29,8 \text{ MPa (+49\%)}$$

$$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cu} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} = 0,0035 + 0,2 \times 2,9 / 20 = 0,0325 \text{ (+828\%)}$$

6.3 CONCLUSIONI

L'intervento messo in atto migliora dunque del 49% la resistenza ultima del materiale e del 828% la sua deformazione a rottura. In realtà le staffe già presenti nel calcestruzzo già forniscono azione di confinamento al calcestruzzo presente, tuttavia in maniera sicuramente inferiore a quando in progetto, date le normative e prassi costruttive dell'epoca di costruzione.

Si può quindi sostenere che l'intervento locale messo in opera sui pilastri del piano seminterrato abbia portato un miglioramento delle prestazioni su tali elementi strutturali.

7. INTERVENTO 3) VANO TECNICO E CUNICOLI IN C.A.

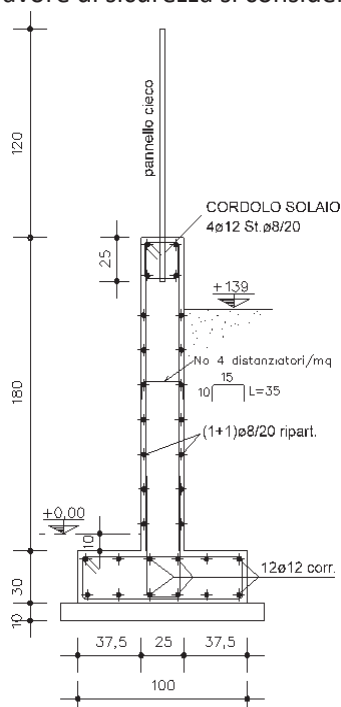
Trattasi della realizzazione di cunicoli e vano tecnico interrato in c.a.

La verifica dei muri di sostegno è stata eseguita secondo la teoria del Terzaghi, tenendo conto dei vari coefficienti correttivi, alla luce delle NTC2018. I parametri geotecnici del terreno utilizzati sono indicati nella relazione geologica, ad opera del Dott. Geol. Gianluca Ferioli. In particolare, l'angolo di attrito del terreno vale $\varphi=32,0^\circ$, la coesione non drenata vale $C_u=0$ KPa e il peso naturale del terreno risulta $\gamma=1.900$ kg/m³. Non vi è presenza di falda interferente col piano fondale o il volume significativo da considerare. Vedasi allegato 2.

7.1 VANO TECNICO IN C.A.

Il vano tecnico, a cielo libero, viene ricavato portandosi da quota +139 a quota 0 realizzando dei muri in c.a. a sbalzo. La struttura è costituita da basamento in c.a. di spessore 30 cm e larghezza 100 cm, simmetrico rispetto al muro da 25 cm, alto 180 cm. Presente anche pannello cieco sul quale si applica la spinta del vento, pari a 60 daN/mq.

Tale spinta genera in sommità al muro un taglio pari a 72 daN/m e un momento pari a 43,2 daNm/m. In favore di sicurezza si considera inoltre il terreno spingente per tutti i 180 cm di muro.



$$(B \times L) = (1,00 \times 0,30) \text{ ml}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

$$S_{\text{valle}} = 37,5 \text{ cm}$$

$$S_{\text{monte}} = 37,5 \text{ cm}$$

$$H = 1,80 + 0,30 \text{ ml}$$

Solaio → no

$$\text{Ribaltamento} \rightarrow E_d = 1.466 \text{ daNm} < R_d = 2.466 \text{ daNm/m}$$

$$\text{Scorrimento} \rightarrow E_d = 1.733 \text{ daN} < R_d = 2.227 \text{ daN/m}$$

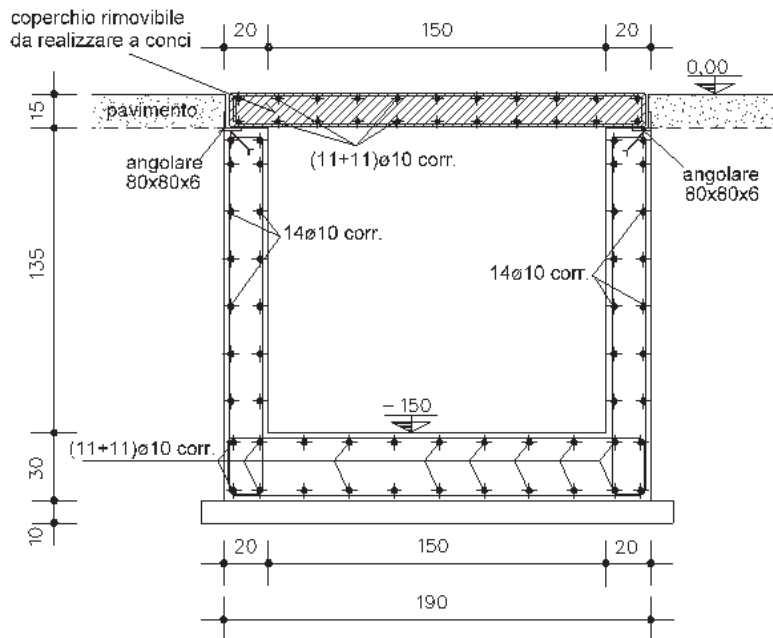
$$\text{Carico limite} \rightarrow E_d = 4.582 \text{ daN} < R_d = 5.292 \text{ daN/m}$$

$$A_{S_{\text{muro}}} = 1,63 \text{ cmq/m} < A_s = 3,93 \text{ cmq/m}$$

$$A_{S_{\text{fondazione}}} = 1,05 \text{ cmq/m} < A_s = 3,93 \text{ cmq/m}$$

7.2 CUNICOLI IN C.A.

I soli cunicoli vengono ricoperti con delle solette rimovibili realizzate successivamente, di cui si trascura quindi l'effetto stabilizzante nei confronti della spinta del terreno.



In questo caso quindi non si ha azione del vento ma bisogna considerare il peso proprio del coperchio e la fondazione zoppa.

$$(B \times L) = (0,95 \times 0,30) \text{ ml}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

$$S_{\text{valle}} = 75,0 \text{ cm}$$

$$S_{\text{monte}} = 0,0 \text{ cm}$$

$$H = 1,35 + 0,30 \text{ ml}$$

Solaio → no

$$\text{Ribaltamento} \rightarrow E_d = 604 \text{ daNm} < R_d = 2.000 \text{ daNm/m}$$

$$\text{Scorrimento} \rightarrow E_d = 1.031 \text{ daN} < R_d = 1.467 \text{ daN/m}$$

$$\text{Carico limite} \rightarrow E_d = 3.068 \text{ daN} < R_d = 10.619 \text{ daN/m}$$

$$A_{S_{\text{muro}}} = 0,87 \text{ cmq/m} < A_s = 3,93 \text{ cmq/m}$$

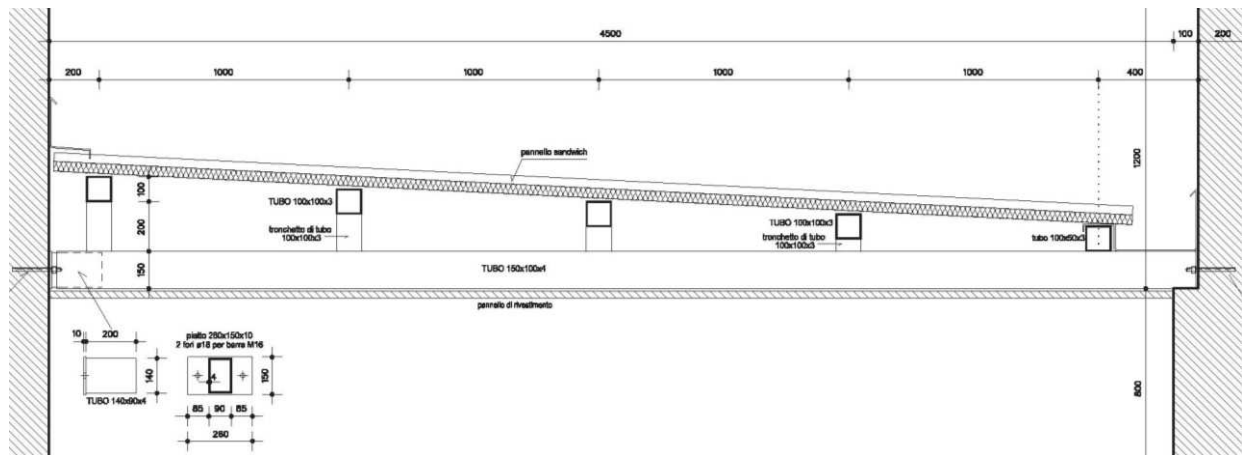
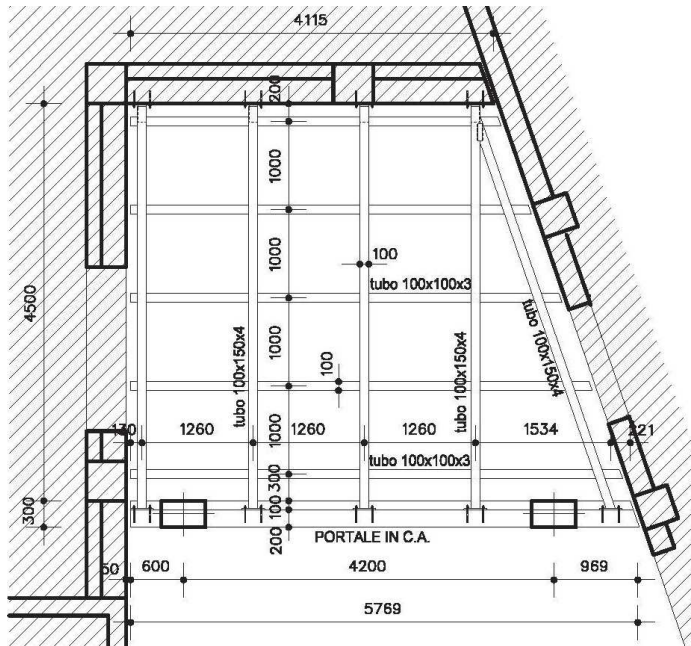
$$A_{S_{\text{fondazione}}} = 0,52 \text{ cmq/m} < A_s = 3,93 \text{ cmq/m}$$

8. TETTOIA IN ACCIAIO ZONA PRONTO SOCCORSO

8.1 PREMESSA

Come detto precedentemente, l'intervento 4) riguarda la realizzazione di una copertura in acciaio presso la zona pronto soccorso. La carpenteria metallica verrà fissata su un lato al cordolo in c.a. esistente (Rck25), attraverso dei vincoli a carrello, e sull'altro lato ad un portale in c.a. di nuova realizzazione, attraverso dei vincoli a cerniera.

Tali condizioni di vincolo permettono all'azione sismica sulla struttura di ricadere totalmente sui nuovi pilastri in c.a., di sezione (50x30)cm, fondati su una trave rovescia di sezione (150x50)cm. La struttura in progetto non è stata considerata dissipativa.



La struttura in progetto presenta un'orditura primaria in acciaio S275 costituita da tubolari di sezione 100x150 sp.4 mm, mentre l'orditura secondaria è realizzata con tubolari di sezione 100x100 sp.4 mm. Come già accennato la struttura è vincolata alla struttura esistente e al nuovo portale in c.a. senza ritegni alla rotazione.

Il piano di copertura è costituito da un pannello sandwich fissato alla struttura tramite bottoni di saldatura o viti autofilettanti.

La struttura è descritta nel dettaglio nelle tavole di progetto allegata alla presente relazione ed i criteri di calcolo (analisi dinamica lineare) e le verifiche sono di seguito riportati. La classe di realizzazione della struttura è EXC2.

8.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Vedasi cap.2.

8.3 RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Vedasi cap. 3.

8.4 CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DELL'OPERA

Vedasi cap. 4.

8.5 AZIONE STATICA SULLE STRUTTURE

E' stato realizzato un modello di calcolo che prevede diverse condizioni di carico, come di seguito esposto. La condizione di carico più gravosa per le strutture orizzontali è lo SLU, mentre le strutture verticali sono più sollecitate in condizioni sismiche, secondo la condizione SLV.

Gli elementi orizzontali sono stati quindi dimensionati per i carichi statici, secondo la combinazione di carico "rara" e verificati allo stato limite ultimo secondo la combinazione dei carichi "fondamentale".

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 "Aggiornamento Norme tecniche per le Costruzioni".

Carichi di esercizio per edifici

La valutazione dei carichi permanenti è stata effettuata sulla base alle caratteristiche dei materiali di costruzione e di finitura utilizzati. L'azione del vento non viene riportata in quanto molto meno gravosa dell'azione sismica, successivamente descritta.

Per i carichi accidentali si è fatto riferimento alla Tab.3.1.II delle NTC18.

Carichi utili sulla copertura in carpenteria metallica

- permanente	(manto e impianti):	1,00 kN/m ²
- accidentale	(neve):	1,20 kN/m ²

8.6 AZIONE SISMICA SULLE STRUTTURE

L'azione sismica dipende anzitutto dal luogo in cui sorge l'edificio, individuato attraverso le coordinate geografiche del sito, dalla vita nominale dell'edificio assunta pari a 50 anni e dalla classe d'uso nel nostro caso pari a "III" essendo l'edificio soggetto ad affollamenti significativi.

L'azione sismica su ciascuna struttura viene valutata in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , dato dalla seguente tabella (tabella 2.4.II al punto 2.4.3 del D.M. 17 gennaio 2018).

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Pertanto si ottiene $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75$ anni

La struttura, sotto l'effetto della azione sismica, è stata verificata attraverso una "analisi lineare dinamica" ai sensi dell'art.7.3.3.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17 gennaio 2018. L'analisi dinamica lineare prevede la determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale), il calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per ciascuno dei modi di vibrare individuati e la combinazione di questi effetti.

Altri parametri, legati al tipo di struttura e di verifica richiesta e alla categoria del sottosuolo desunta

dalla relazione geologica, consentono di definire lo spettro di risposta di progetto dove in ascissa troviamo il periodo di vibrazione dell'edificio ed in ordinata l'accelerazione cui è sottoposto il fabbricato a seguito del sisma.

La struttura in acciaio è del tipo "a pendolo inverso" [NTC18 7.5.2.1] in quanto le masse sono essenzialmente concentrate nell'impalcato di copertura.

Il sistema resistente, sia in direzione X che Y, è costituito dal portale in cemento armato incastrato al piede nella nuova fondazione in c.a.. In direzione Y sono inseriti degli accorgimenti (collegamento telescopico) di modo da poter consentire la traslazione in quella direzione, sempre nell'ottica di ridurre al minimo le interazioni con la struttura esistente.

La nuova struttura in acciaio è pertanto vincolata all'esistente solo mediante quattro vincoli a cerniera all'altezza del cordolo in c.a. esistente.

Come accennato, le sezioni degli elementi strutturali sono state verificate in base al metodo degli stati limite ultimi, in base alle sollecitazioni fornite dal modello.

L'azione del vento viene valutata come meno influente rispetto all'azione sismica e viene pertanto trascurata.

8.6.1 Terreno di fondazione

Per quanto riguarda il terreno si considera quanto indicato nella relazione geologica-geotecnica a firma del Dott. Geol. Gianluca Ferioli, redatta nel 2008.

Gli effetti di amplificazione locale del sisma dovuti alle caratteristiche del terreno vengono modellati attraverso gli opportuni coefficienti, determinati in base alla "categoria di sottosuolo B" e "categoria topografica T1".

8.6.2 Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

La definizione degli spettri di progetto per i diversi Stati Limite deriva dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e dalle caratteristiche dell'edificio in costruzione, attraverso i seguenti passaggi:

- Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine del sito, dei parametri sismici di base (su suolo rigido "A" e superficie topografica orizzontale "T1") a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV, SLC); l'individuazione è effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini del reticolo topografico di riferimento allegato alle norme.
- Definizione della categoria del sottosuolo (A/B/C/D/E), della categoria topografica (T1/T2/T3/T4) e dei conseguenti coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e topografica S_T .
- Calcolo dei periodi T_B , T_c , T_D necessari a definire lo Spettro di Risposta Elastico di ognuno degli SL.
- Determinazione dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$ delle due componenti orizzontali X e Y (NTC 3.2.3.2.1) per ciascuno degli stati limite previsti (SLO, SLD, SLV, SLC).
- Determinazione dello spettro di risposta elastico $S_{ve}(T)$ della componente verticale Z (NTC 3.2.3.2.2) per ciascuno degli stati limite previsti (SLO, SLD, SLV, SLC).

Per le verifiche agli stati limite di esercizio SLO e SLD, gli spettri di progetto $S_d(T)$ da utilizzare coincidono con gli spettri elastici determinati (NTC18 3.2.3.4) in quanto si considera la struttura non dissipativa.

Per le verifiche agli stati limite di ultimi SLV e SLC la struttura è considerata dissipativa e gli spettri di progetto $S_d(T)$ da utilizzare coincidono con gli spettri elastici sopra determinati ridotti sostituendo nelle formule il valore η (unitario) con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento (NTC18 3.2.3.5). Questo per tenere conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra-resistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

La struttura viene sottoposta al solo SLV. Il controllo delle deformazioni viene fatto amplificandole per tener conto del fattore di struttura e riducendole per riportarsi allo SLD, secondo il rapporto tra le accelerazione elastiche degli spettri SLD e SLV: $a_{g_{max,SLD}}/a_{g_{max,SLV}}$.

8.6.3 Fattore di comportamento q

Il fattore di comportamento q è calcolato tramite la seguente espressione (NTC 7.3.1) $q = q_0 K_R$ dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3. Il in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata.
Indichiamo i valori massimi di q_0 indicati in tabella 7.3. Il per strutture in acciaio CD "B":
 1. strutture intelaiate $q_0 = 4,0$
 2. strutture con controventi eccentrici $q_0 = 4,0$
 3. strutture con controventi concentrici a DTA $q_0 = 4,0$
 4. strutture con controventi concentrici a V $q_0 = 2,0$
 5. strutture a mensola o a pendolo inverso $q_0 = 2,0$
 6. strutture intelaiate con controventi concentrici $q_0 = 4,0$
 7. strutture intelaiate con tamponature in muratura $q_0 = 2,0$
- K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti della azione sismica, sia su sistemi dissipativi che non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica".

Per la progettazione in oggetto, si è utilizzata una "analisi lineare dinamica" adottando, in favore di sicurezza, un valore base del fattore di comportamento $q_0=1,5 < 2,0$ e $K_R=1,0$ (struttura a pendolo inverso e regolare in altezza) per cui $q=1,0 \times 1,5=1,5$ (struttura non dissipativa).

8.6.4 Determinazione degli spettri di progetto

Ricapitolando, l'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a 50 anni e per Classe d'Uso pari a III, pertanto il coefficiente d'uso corrisponde a 1,5. In base alle indagini geognostiche effettuate il suolo di fondazione è classificato di categoria "B" e la categoria topografica è "T1". La struttura è regolare in pianta e in altezza. Il sistema resistente è del tipo "a pendolo inverso", a bassa duttilità ed il fattore di struttura q si pone prudenzialmente uguale a 1,5. Alla luce dei dati sopra esposti, note le coordinate geografiche del sito, con il programma "Spettri-NCT versione 1.0.3" sono stati ottenuti gli spettri di risposta orizzontali per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

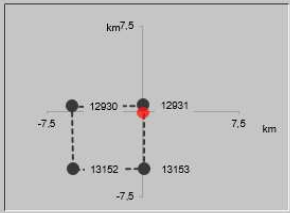
Interpolazione

superficie rigata



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

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

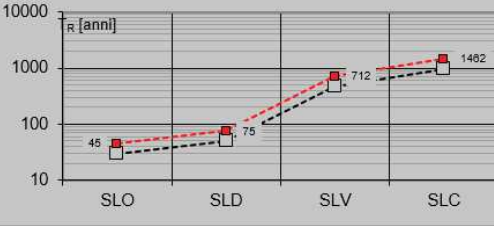
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--○-- Strategia per costruzioni ordinarie

- - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,031	2,541	0,210
SLD	75	0,038	2,573	0,226
SLV	712	0,080	2,601	0,294
SLC	1462	0,100	2,612	0,304

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **B** info $S_B = 1,200$ $C_C = 1,405$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) = **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_0 = 1,5$ Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore $q = 1,5$ $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

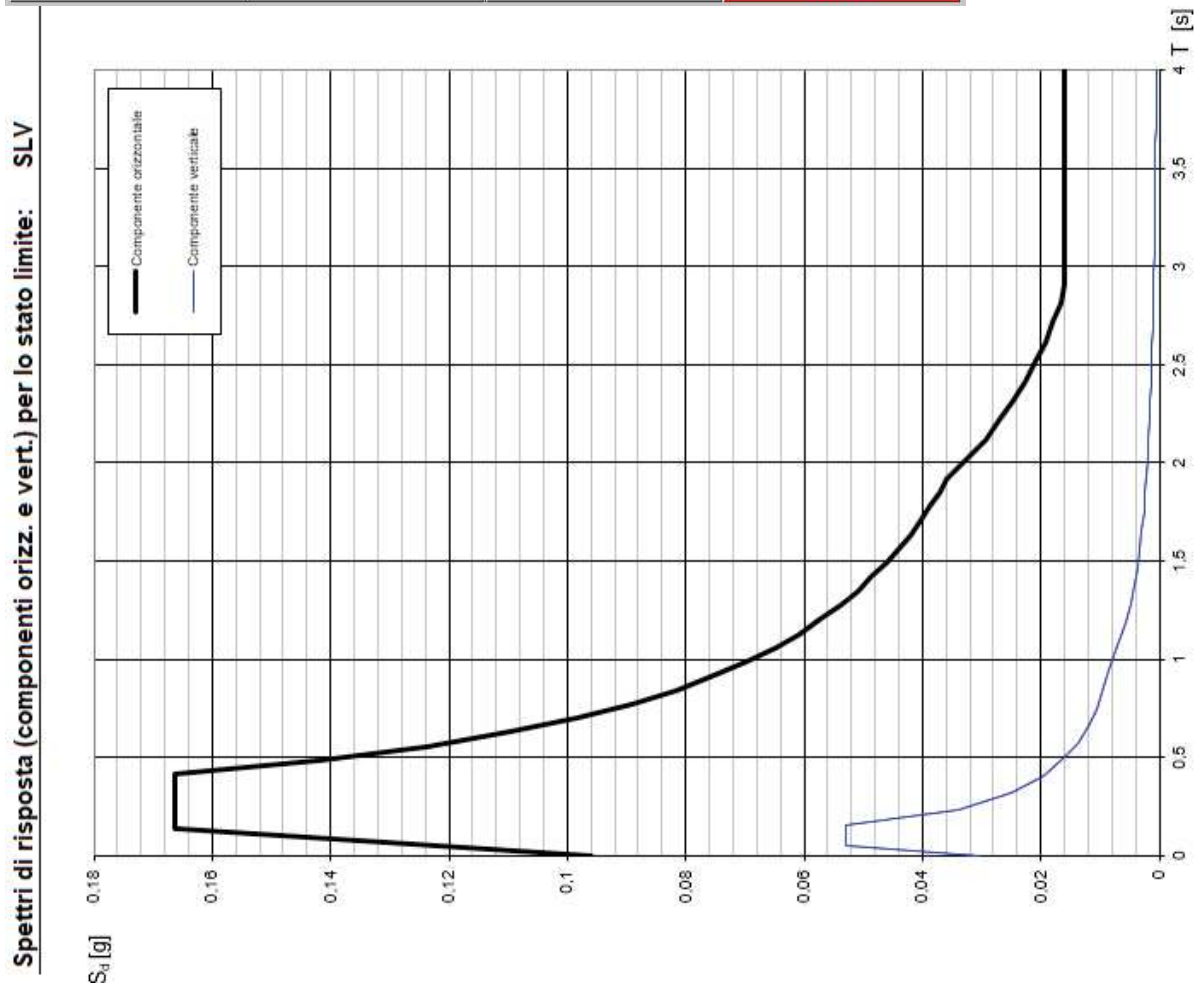
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV

Parametri indipendenti		SLV
STATOLIMITE		
a_g	0,080 g	
F_a	2,601	
T_c	0,294 s	
S_z	1,200	
C_c	1,405	
S_T	1,000	
α	1,500	

Parametri dipendenti	
S	1,200
η	0,667
T_b	0,138 s
T_c	0,413 s
T_b	1,920 s

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	S_e [g]
0,000	0,096
T_b	0,138
T_c	0,413
0,485	0,142
0,556	0,123
0,628	0,109
0,700	0,098
0,772	0,089
0,843	0,081
0,915	0,075
0,987	0,070
1,059	0,065
1,130	0,061
1,202	0,057
1,274	0,054
1,346	0,051
1,418	0,048
1,489	0,046
1,561	0,044
1,633	0,042
1,705	0,040
1,776	0,039
1,848	0,037
T_b	1,920
2,019	0,032
2,118	0,029
2,217	0,027
2,316	0,025
2,415	0,023
2,514	0,021
2,613	0,019
2,712	0,018
2,811	0,017
2,910	0,016
3,009	0,031
3,109	0,016
3,208	0,016
3,307	0,016
3,406	0,016
3,505	0,016
3,604	0,016
3,703	0,016
3,802	0,016
3,901	0,016
4,000	0,016

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_z \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_b = T_c / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_c = C_c \cdot T_c$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_b = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot E_o \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot E_o} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot E_o$$

$$T_c \leq T < T_b \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot E_o \cdot \left(\frac{T}{T_c} \right)$$

$$T_b \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot E_o \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_b}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

8.7 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

8.7.1 Descrizione del modello numerico

Nome del Software: STRAUS 7
 Versione: release 2.4.6
 Caratteristiche del Software: Software (Windows) agli elementi finiti per il calcolo di strutture
 Produzione e Distribuzione: H.S.H. S.r.l. di Padova

Il modello creato per l’analisi dell’edificio comprende l’unico piano della tettoia. Le travi, gli arcarecci e i pilastri sono discretizzati come elementi “beams” mentre i solai come “plates” del tipo “load patch”. Vengono opportunamente inserite delle “non-structural masses” per attribuire l’inerzia propedeutica alla sollecitazione sismica.

I pilastri sono incastrati alla base, le travi del portale sono incastrate nei pilastri e gli arcarecci sono incernierati nelle travi. L’appoggio dei profili sulla parete esistente sono cerniere in grado di consentire però la traslazione longitudinale dei profili, in direzione Y.

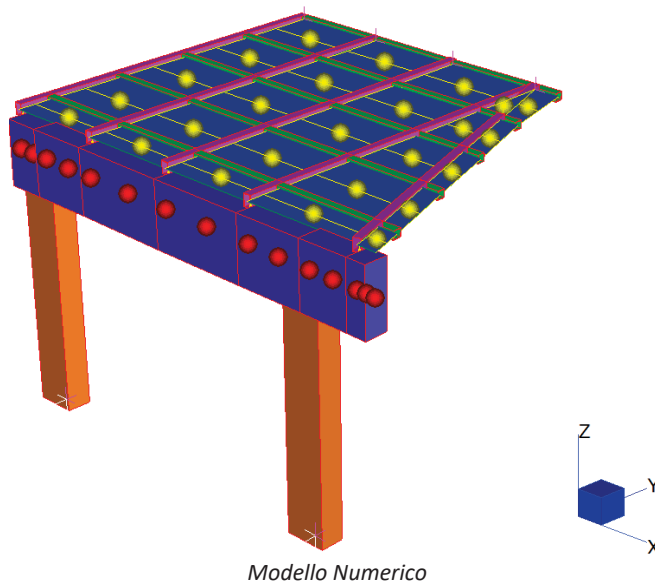
L’architrave viene discretizzato solo nella sua sezione principale (30x80)cm, trascurando il contributo strutturale della “veletta” in c.a., considerata però come “non-structural mass”.

Il modello viene creato mediante il codice di calcolo, assemblando i diversi elementi strutturali e fornendo a ciascuno le proprie caratteristiche geometriche e meccaniche.

Le caratteristiche meccaniche adottate sono quelle indicate al capitolo 3, diverse in base al tipo materiale a cui gli elementi del modello sono riferiti.

Viene definita un’opportuna numerazione degli elementi (nodes, beams, plates) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Come si evince dai tabulati in allegato, il modello rappresentante l’edificio, è costituito da 39 nodes, 58 beams e 25 plates. Vedasi allegato 4.



Il modello viene sottoposto alle 3 condizioni di carico elementari ed alla analisi modale/spettrale per ottenere l'analisi sismica elementare in direzione X e Y:

- 1 peso proprio degli elementi strutturali;
- 2 carichi permanenti;
- 3 carico neve;
- 4 sisma in direzione X;
- 5 sisma in direzione Y.

Le prime 3 condizioni di carico elementari vengono combinate linearmente per ottenere le combinazioni di carico SLE e SLU, secondo i coefficienti proposti dalle NTC2018.

Combination Load Cases					
Spectral Results File: C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\modelli\Studio5A\LODI\TETTOIA.SRA					
SLE					
CASES	1	2	3	4	
	SLE	SLU	SISMA X	SISMA Y	
1: PESO PROPRIO [Freedom Case 1]	1,0	1,3			
2: PERMANENTI [Freedom Case 1]	1,0	1,5			
3: ACCIDENTALI [Freedom Case 1]	1,0	1,5			
4: SISMA X [CQC]			1,0		
5: SISMA Y [CQC]				1,0	

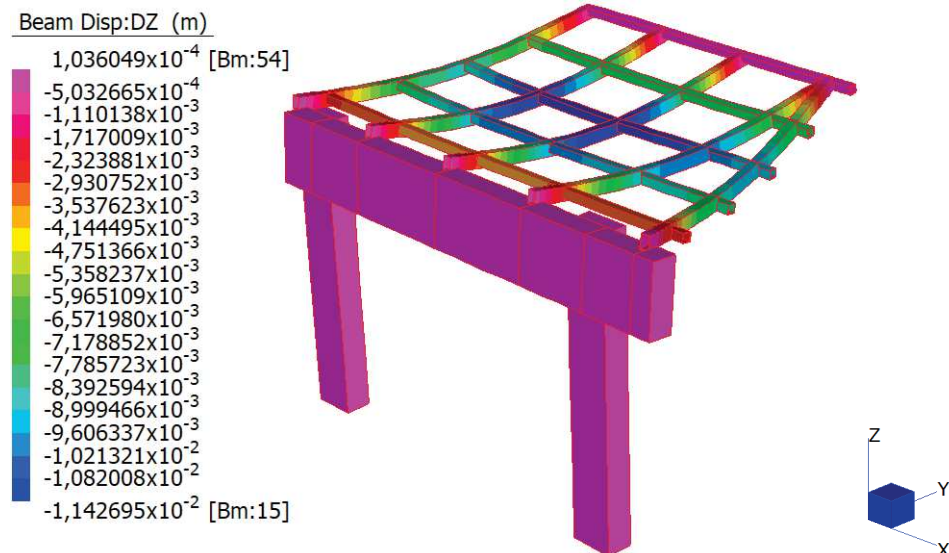
Le combinazioni sismiche elementari vengono poi combinate con le altre 4 in modo da ottenere gli involuipi dei valori massimi e dei valori minimi in caso di sisma nelle due direzioni X e Y.

Envelopes					
Limit Envelopes Combination Envelopes Factors Envelopes					
1: PESO PROPRIO					
Name	Type	Case	Factor 1	Factor 2	Set
1: SISMA X MAX	Max	1: PESO PROPRIO	1,0	1,0	AND {Set 1}
2: SISMA X MIN	Min	2: PERMANENTI	1,0	1,0	AND {Set 1}
3: SISMA Y MAX	Max	3: ACCIDENTALI	0,0	0,0	AND {Set 1}
4: SISMA Y MIN	Min	6: SISMA X [Combination 3]	-1,0	1,0	AND {Set 1}
		7: SISMA Y [Combination 4]	-0,3	0,3	AND {Set 1}

8.7.2 Verifica delle strutture per l'azione statica

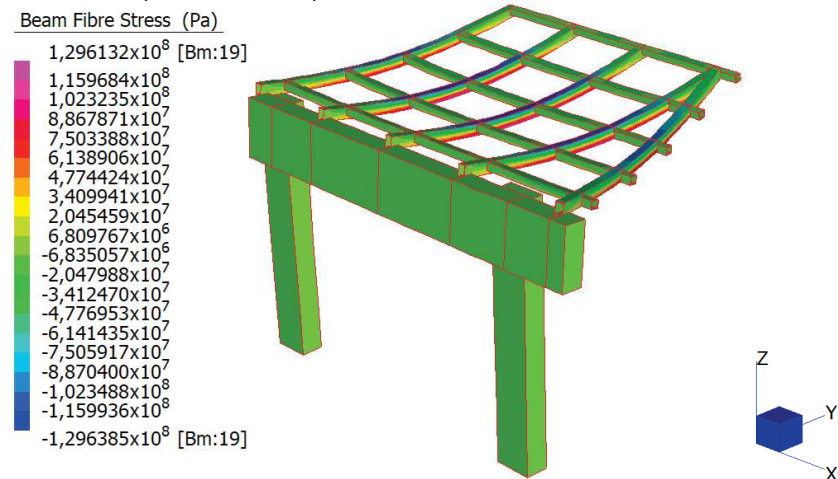
Si riportano gli spostamenti verticali in condizioni di esercizio SLE. La struttura vede abbassamenti massimi di 11,4 mm sui tubolari in acciaio, valore pari a oltre 1/400 della luce di calcolo.

Abbassamenti in esercizio



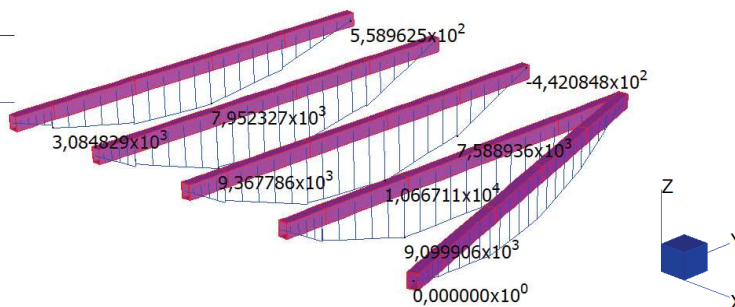
Stress in condizioni ultime

Si riportano inoltre gli stress in condizioni SLU. I tassi di lavoro nel materiale si mantengono entro valori accettabili (max 130 MPa).



Verifica a flessione dei tubolari 100x150 sp.4 mm

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-4,797391x10 ²	1,066711x10 ⁴
	[Bm:22]	[Bm:19]



Le caratteristiche della sezione sono le seguenti:

$$A = 19,4 \text{ cm}^2 \quad J_{11} = 617 \text{ cm}^4 \quad W_{11-el} = 82 \text{ cm}^3$$

Il momento resistente massimo del profilo vale:

$$M_{Rd-11} = W_{11-el} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 82 \times 2.750 / 1,05 \times 100 = 2.147 \text{ daNm}$$

La verifica viene eseguita imponendo che sia verificata la disuguaglianza $M_{Ed}/M_{Rd} < 1$

La sollecitazione massima (vedasi figura) si verifica in campata e corrisponde a: $M_{Ed} = 1.067 \text{ daNm}$.

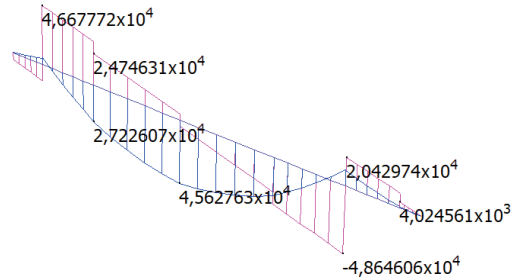
$$M_{Ed}/M_{Rd} = 1.067/2.147 = 0,50 < 1 \text{ verifica soddisfatta.}$$

Non vi sono problemi di svergolamento, data la presenza dell'orditura secondaria che fa da elemento stabilizzante.

Verifiche dell'architrave (30x80)cm

Si riportano le verifiche a momento e taglio dell'architrave in c.a.. Vedasi allegato 3.

	MIN	MAX
SF2(N)	$-4,864606 \times 10^4$	$4,667772 \times 10^4$
	[Bm:4]	[Bm:55]
BM2(N.m)	$-1,082063 \times 10^4$	$4,562763 \times 10^4$
	[Bm:4]	[Bm:2]



Verifica a momento

$$M_{Ed} = 45,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 225,5 \text{ kNm}$$

$$b \times h = (30 \times 80) \text{ cm}$$

$$A_s = 8,04 \text{ cm}^2 (4\phi 16)$$

$$A_s' = 8,04 \text{ cm}^2 (4\phi 16)$$

Verifica a taglio

$$V_{Ed} = 48,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 207,4 \text{ kN}$$

$$b \times h = (30 \times 80) \text{ cm}$$

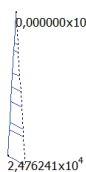
$$\theta = 45,0^\circ$$

$$A_{st} = \phi 10/20 \text{ cm a 2 braccia}$$

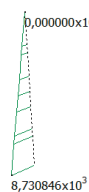
8.7.3 Verifiche delle strutture per l'azione sismica

Si riportano le azioni massime sul setto più sollecitato in direzione principale, nella condizione SISMA X_MAX. Le verifiche complete sono riportate in allegato 3.

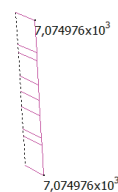
	MIN	MAX
BM2(N.m)	$0,000000 \times 10^0$	$2,476241 \times 10^4$
	[Bm:57]	[Bm:57]



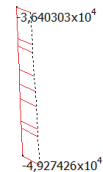
	MIN	MAX
BM1(N.m)	$0,000000 \times 10^0$	$8,730846 \times 10^3$
	[Bm:57]	[Bm:57]



	MIN	MAX
SF2(N)	$7,074976 \times 10^3$	$7,074976 \times 10^3$
	[Bm:57]	[Bm:57]



	MIN	MAX
AxForce(N)	$-4,927426 \times 10^4$	$-3,640303 \times 10^4$
	[Bm:57]	[Bm:57]



Verifica a pressoflessione deviata

Dimensione esterna (480x25) cm

$$A_f = 10\phi 16 = 20,10 \text{ cm}^2 \text{ armatura estremità}$$

$$N_{Ed} = 49,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^1 = 24,7 \text{ kNm} < M_{Rd}^1 = 131,1 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^2 = 8,7 \text{ kNm} < M_{Rd}^2 = 46,6 \text{ kNm}$$

Verifica a taglio-compressione

$$V_{Ed} = 7,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed \text{ calc}} = V_{Ed} \cdot 1,5 = 10,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 49,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 106,2 \text{ kN}$$

$$b \times h = (50 \times 30) \text{ cm}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$A_{st} = \phi 8/15 \text{ cm } 2 \text{ braccia}$$

8.7.4 Deformazioni

Si riporta un estratto delle NTC2018, nel quale è possibile effettuare verifiche sulle deformazioni SLV, aumentate di un opportuno coefficiente.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c \quad [7.3.9]$$

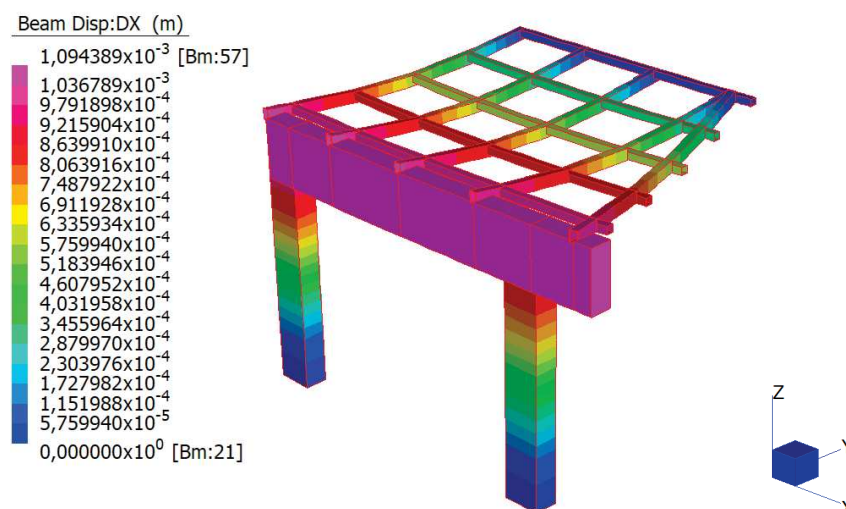
In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Come da paragrafo 7.3.3.3 delle NTC2018 sopraccitato, gli spostamenti dedotti da un'analisi SLV vanno aumentati di un fattore μ pari a $\mu = 1 + (q-1)T_c/T_1$ (o $\mu = q$), che tenga conto del fattore di struttura introdotto. Tali spostamenti servono per il dimensionamento di eventuali giunti strutturali e scongiurare effetti di martellamento.

Per valutare gli spostamenti in condizioni SLD, come accennato, essendo analisi lineari, è sufficiente scalare quest'ultimi spostamenti per un fattore che tenga conto della minor intensità del sisma SLD: il rapporto tra le accelerazioni elastiche degli spettri SLD e SLV: $\alpha = a_{gSLD}/a_{gSLV} = 0,038/0,080 = 0,48$.

Tali spostamenti servono per evitare il danneggiamento degli elementi strutturali secondari e di eventuali impianti durante eventi più frequenti.

Direzione X (SISMA X_MAX)



$$d_{SLV} = 1,1 \text{ mm}$$

$$q = 1,5$$

$$T_1 = 0,170 \text{ s} < T_c = 0,413 \text{ s}$$

$$\mu = 1+(q-1)T_c/T_1 = 2,2$$

$$d_{SLV,d} = 2,2 * 1,1 \text{ mm} = 2,4 \text{ mm}$$

In condizioni ultime l'edificio ha spostamenti massimi pari a 2,4 mm.

Come detto tale spostamento va scalato di 0,48 volte per portarsi in SLD.

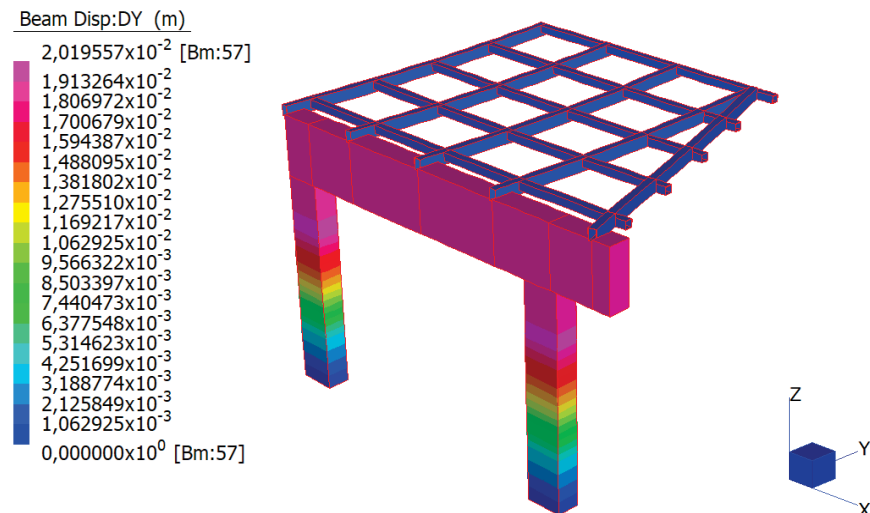
$$d_{SLE,d} = 0,48 * 2,4 \text{ mm} = 1,2 \text{ mm}$$

Questo valore va confrontato con uno spostamento pari a 0,005h, considerato ammissibile secondo NTC2018 par. 7.3.6.1:

$$d_{SLE} = 1,2 \text{ mm} < 0,005 * 3.500 \text{ mm} = 17,5 \text{ mm OK}$$

Tale spostamento porta ad un drift di piano pari allo 0,04%.

Direzione Y (SISMA Y_MAX)



$$d_{SLV} = 20,2 \text{ mm}$$

$$q = 1,5$$

$$T_1 = 1,141 \text{ s} > T_c = 0,413 \text{ s}$$

$$\mu = q = 1,5$$

$$d_{SLV,d} = 20,2 * 1,5 \text{ mm} = 30,3 \text{ mm}$$

In condizioni ultime l'edificio ha spostamenti massimi pari a 30,3 mm.

Come detto tale spostamento va scalato di 0,48 volte per portarsi in SLD.

$$d_{SLE,d} = 0,48 * 30,3 \text{ mm} = 14,5 \text{ mm}$$

Questo valore va confrontato con uno spostamento pari a 0,005h, considerato ammissibile secondo NTC2018 par. 7.3.6.1:

$$d_{SLE} = 14,5 \text{ mm} < 0,005 * 3.500 \text{ mm} = 17,5 \text{ mm OK}$$

Tale spostamento porta ad un drift di piano pari allo 0,41%.

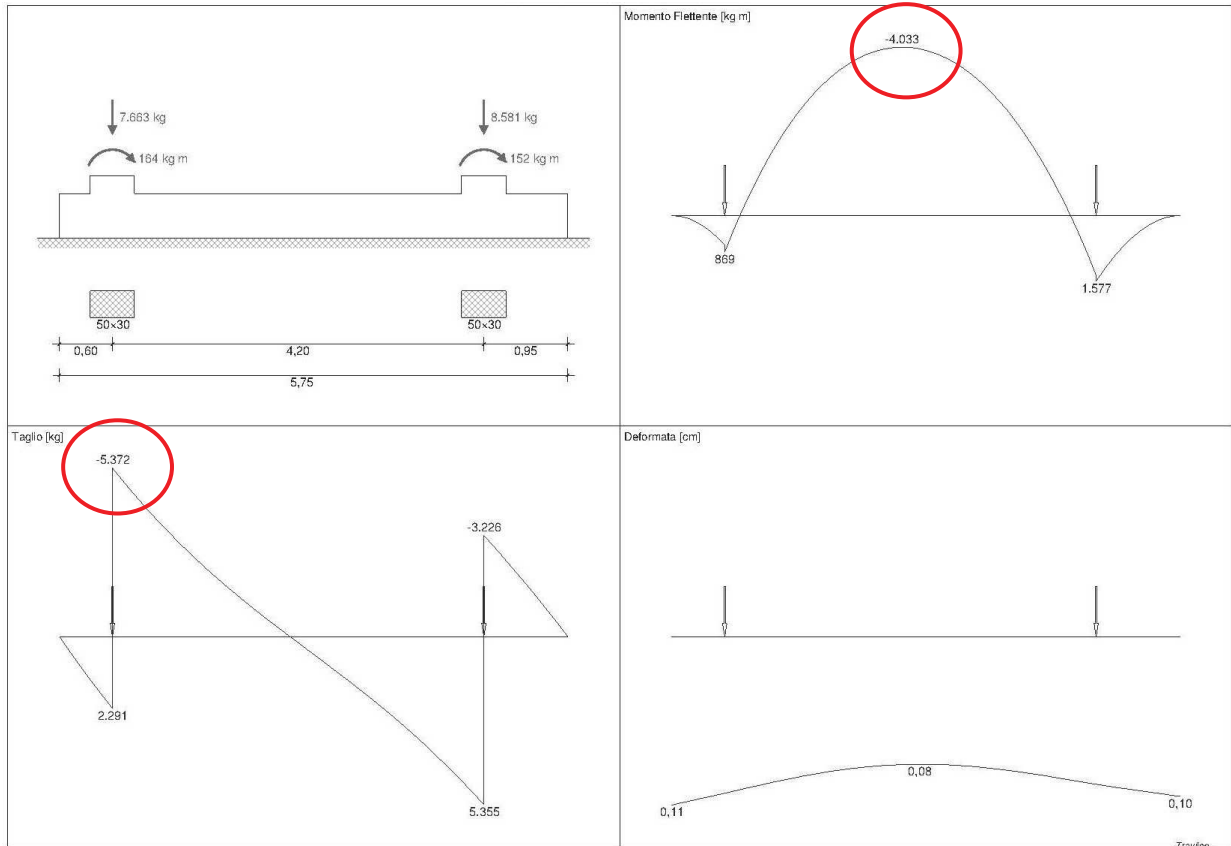
8.8 FONDAZIONI

La verifica della trave di fondazione è stata eseguita secondo la teoria del Terzaghi, tenendo conto dei vari coefficienti correttivi, alla luce delle NTC2018. I parametri geotecnici del terreno utilizzati sono indicati nella relazione geologica, ad opera del Dott. Geol. Gianluca Ferioli. In particolare, l'angolo di attrito del terreno vale $\varphi=32,0^\circ$, la coesione non drenata vale $C_u=0 \text{ KPa}$ e il peso naturale del terreno risulta $\gamma=1.900 \text{ kg/m}^3$. Non vi è presenza di falda interferente col piano fondale o il volume significativo da considerare.

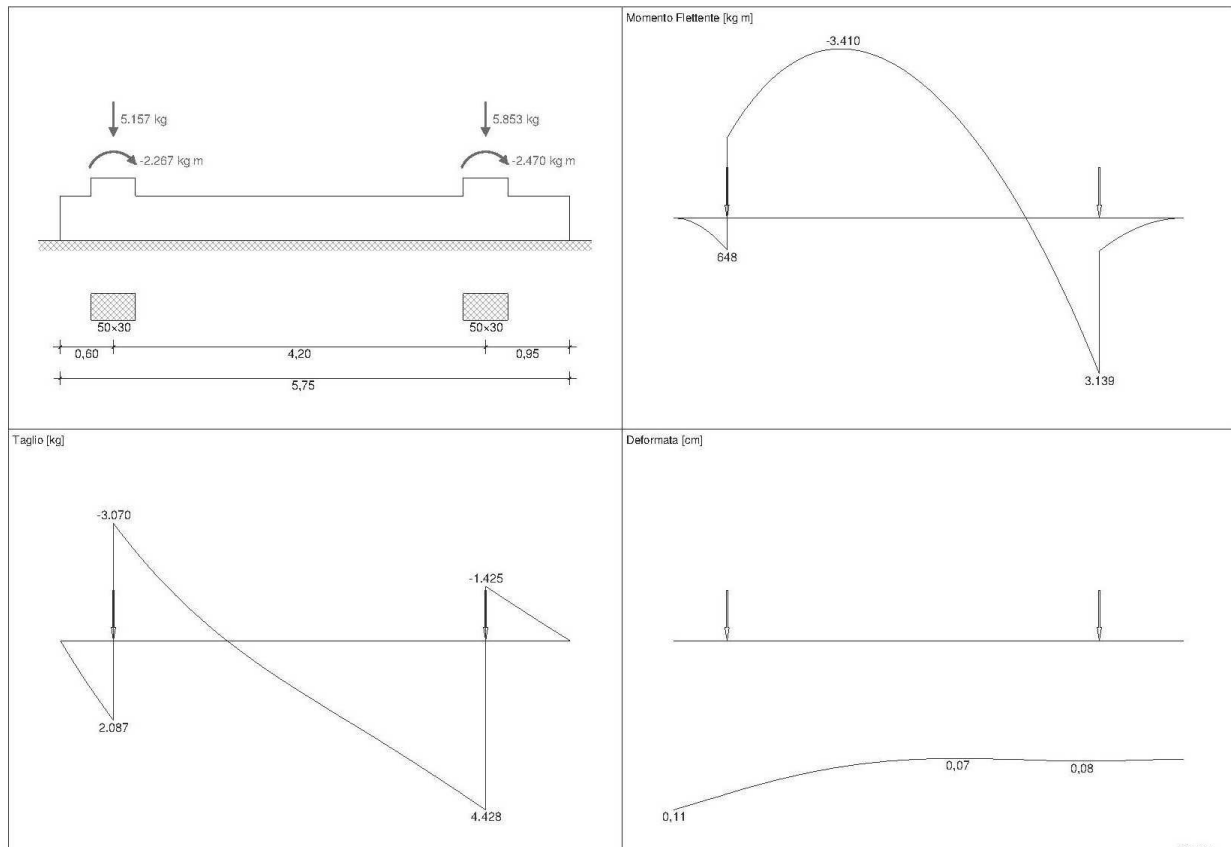
La trave di fondazione è costituita da basamento in c.a. di spessore 50 cm e larghezza 150 cm, per una luce netta tra i pilastri pari 4,20 ml.

Si riportano le sollecitazioni in condizioni sisma X e SLU, per il dimensionamento dell'armatura della sezione. Il sisma in direzione Y invece utilizzato per la verifica a ribaltamento/capacità portante.

STATO LIMITE ULTIMO



SISMA IN DIREZIONE X



Verifica a momento

$$M_{Ed} = 40,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 339,9 \text{ kNm}$$

$$b \times h = (150 \times 50) \text{ cm}$$

$$A_s = 20,10 \text{ cmq (10}\phi 16)$$

$$A_s' = 20,10 \text{ cmq (10}\phi 16)$$

Verifica a taglio

$$V_{Ed} = 53,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 248,9 \text{ kN}$$

$$b \times h = (150 \times 50) \text{ cm}$$

$$\theta = 45,0^\circ$$

$$A_{st} = \phi 10/20 \text{ cm a 4 braccia}$$

Capacità portante

$$(B \times L) = (1,50 \times 0,50) \text{ ml}$$

$$N_{Ed} = 4.998 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1.625 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 464 \text{ daN}$$

$$E_d = 7.443 \text{ daN}$$

$$R_d = 19.632 \text{ daN}$$

$$A_{s_{min}} = 1,24 \text{ cmq} < A_s = 3,92 \text{ cmq}$$

Le verifiche complete sono riportate in allegato 3.

ALLEGATI

Si allegano infine alcune schematizzazioni e fogli di calcolo realizzati nel processo di dimensionamento e verifica della struttura in oggetto.

ALLEGATO 1: verifica piastra pensilina

ALLEGATO 2: verifica muri vano tecnico

ALLEGATO 3: verifica strutture tettoia

ALLEGATO 4: descrizione e analisi numeriche tettoia

Castegnato (BS)

Il Progettista delle strutture

ALLEGATO 1: verifica piastra pensilina



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.it

Impresa: INGG. VECCHI
 Progettista:
 Indirizzo:
 Telefono | Fax: |
 E-mail:

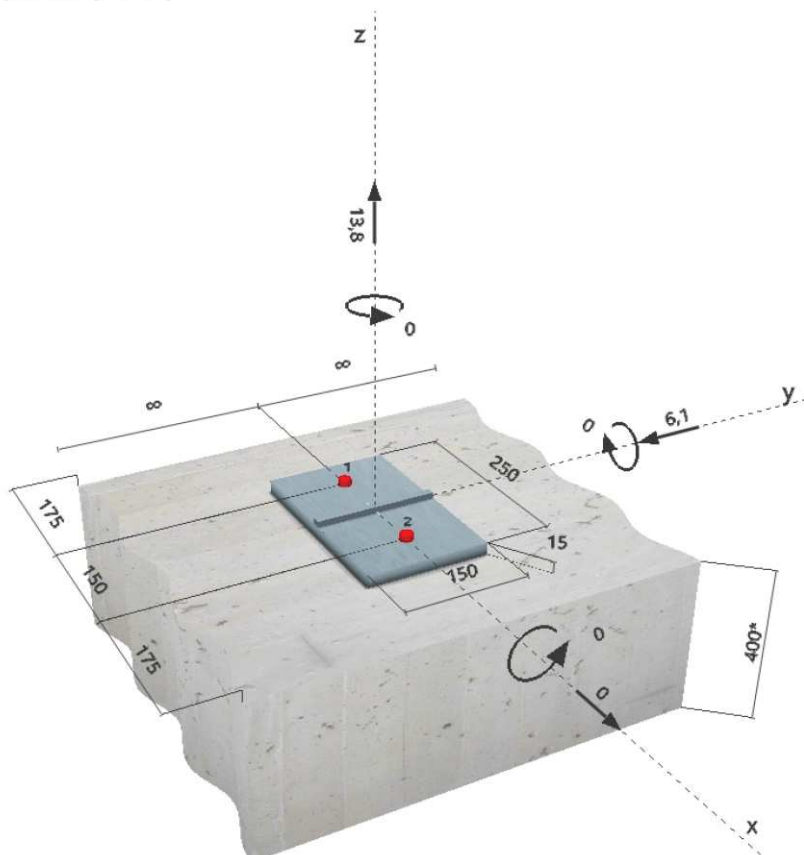
Pagina: 1
 Progetto: OSPEDALE LODI
 Contratto N°: APPOGGIO TETTOIA
 Data: 29/08/2018

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + HIT-V-R M16	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 200 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	A4	
Certificazione No.:	ETA 16/0143	
Emesso Valido:	12/07/2017 -	
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 250 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	Barra liscia; $(L \times W \times T) = 150 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 0 \text{ mm}$	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C20/25, $f_{c,cube} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 400 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.it

Impresa:	INGG. VECCHI	Pagina:	2
Progettista:		Progetto:	OSPEDALE LODI
Indirizzo:		Contratto N°:	APPOGGIO TETTOIA
Telefono Fax:		Data:	29/08/2018
E-mail:			

2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

Carico	Prova	Valori di calcolo [kN]		Utilizzo β_N / β_V [%]	Stato	
		Carico	Resistenza			
Trazione	Rottura conica del calcestruzzo	13,800	49,497	28 / -	OK	
Taglio	Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)	3,050	35,224	- / 9	OK	
Carico		β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio		0,279	0,087	1,5	18	OK

3 Attenzione

- Si prega di considerare tutti i dettagli e le avvertenze contenute nel report di calcolo!

L'ancoraggio risulta verificato!

4 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

ALLEGATO 2: verifica muri vano tecnico

MURO VANO TECNICO

MURO DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI STATICHE

(Norme Tecniche per le Costruzioni D.M.17/01/2018)

Committente: OSPEDALE LODI
 Oggetto: MURO VANO TECNICO

Dati geometrici e geotecnici (riferiti alla lunghezza unitaria di 1 ml)

Φ_k	Angolo di attrito interno terreno da sostenere	32	°
γ_k	Peso specifico terreno da sostenere	1.900	daN/m ³
Φ_k	Angolo di attrito interno terreno portante	32	°
γ_k	Peso specifico terreno portante	1.900	daN/m ³
H_m	Altezza muro	1,80	ml
H_f	Altezza fondazione	0,30	ml
H_{tot}	Altezza totale muro di sostegno (= altezza terreno a monte)	2,10	ml
S_{som}	Spessore muro in sommità	0,25	ml
S_v	Scarpa a valle	0,00	ml
S_m	Scarpa a monte	0,00	ml
S_{base}	Spessore muro alla base	0,25	ml
Sb_v	Sbalzo fondazione a valle	0,38	ml
Sb_m	Sbalzo fondazione a monte	0,38	ml
B_f	Larghezza totale fondazione	1,00	ml
H_{tv}	Altezza terreno a valle	0,40	ml
$\%o_{pass}$	% spinta passiva terreno a valle (per verifica a scorrimento)	50	%
δ_{tm}	Angolo di attrito muro-terreno	16	°
ϵ	Inclinazione terreno a monte	0	°
$q_{dis\ k}$	Sovraccarico distribuito sul terreno a monte	200	daN/m ²
$P_{som\ k}$	Azione assiale in sommità (+se verso il basso)	50	daN
$M_{som\ k}$	Momento riettente in sommità (+ se stabilizzante)	-43	daN m
$T_{som\ k}$	Azione tagliante in sommità (+ se stabilizzante)	-72	daN

Per reazione in sommità: per spinta terreno ($\gamma_G=1,3$), sovraccarico ($\gamma_G=1,5$) e momento ($\gamma_G=1,0/1,5$)

SLU per verifica a RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO e CARICO LIMITE (A1+M1+R3)

[6.5.3 NTC18] Approccio 2, combinazione (A1-M1-R3):

- 1) i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della tabella 6.2.I (perm. $\gamma_G=1,0/1,3$ - acc. $\gamma_G=0,0/1,5$)
- 2) i coefficienti γ_M per i parametri geotecnici riportati nella colonna M1 della tabella 6.2.II ($\gamma_\phi=1,0$)
- 3) i coefficienti γ_R di resistenza nella colonna R3 della tabella 6.5.I (rib./scorr./c.port $\gamma_R=1,15/1,1/1,4$)

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA λ_{ad} di progetto

Angolo di inclinazione parete interna	$\beta = 90,00$	°
Angolo di attrito di progetto	$\varphi_d = \arctg(\tg\varphi_k/\gamma_\varphi) = 32,00$	° terreno da sostenere
Angolo di attrito di progetto	$\varphi_d = \arctg(\tg\varphi_k/\gamma_\varphi) = 32,00$	° terreno portante
$\lambda_{ad} = \sin^2(\beta+\varphi_d) / [\sin^2\beta \sin(\beta-\delta) [1+\text{SQR}(\sin(\varphi_d+\delta)\sin(\varphi_d-\epsilon)/\sin(\beta-\delta)\sin(\beta+\epsilon))]^2]$	=	0,278
Componente orizzontale =	0,267	
Componente verticale =	0,077	

SPINTE ORIZZONTALI ribaltanti				
	$Y_G - Y_Q$	Spinta stat. (daN)	braccio (ml)	Momento (daN m)
Spinta Terreno	1,30	1.456	0,70	1.019
Spinta Sovraccarico	1,50	168	1,05	177
Momento in sommità	1,00			43
Taglio in sommità	1,50	108	2,10	227
	$\Sigma S_{rib} =$	1.733	$\Sigma M_{rib} =$	1.466

CARICHI VERTICALI stabilizzanti (solo carichi permanenti, $\gamma_{cls}=2400 \text{ daN/m}^3$)				
	$N_{vert} \cdot Y_G (=1)$ (daN)	$N_{vert} \cdot Y_G (=1,3)$ (daN)	braccio (ml)	Momento (daN m)
Scarpa a valle	0	0		0
Muro	1.080	1404	0,50	702
Scarpa a monte	0	0		0
Terreno su fondaz. a valle	71	93	0,19	17
Terreno a monte scarpa	0	0		0
Terreno su fondaz. a monte	1.283	1667	0,81	1.355
Terreno inclinato	0	0		0
Fondazione	720	936	0,50	468
Spinta verticale terreno	321	418	0,63	261
Azione assiale in sommità	50	65	0,50	33
	$\Sigma N_{vert} =$	3.525	$\Sigma M_{stab} =$	2.835

S.L.U. PER RIBALTAMENTO		$E_d \leq R_d$	1.466	\leq	2.466 ok!
$E_d =$	$\Sigma M_{rib} =$	1.466	daNm		
$R_d =$	$\Sigma M_{stab} / (\gamma_R = 1,15) =$	2.466	daNm		

S.L.U. PER SCORRIMENTO		$E_d \leq R_d$	1.733	\leq	2.227 ok!
$E_d =$	$\Sigma S_{rib} =$	1.733	daN		
$R_d =$	$(\Sigma N_{vert} \tan \varphi + S_{pass}) / \gamma_R (=1,1) =$	2.227	daN		
$S_{pass} =$	$\%_{pass} \cdot \frac{1}{2} \gamma H_{tv}^2 \lambda_p =$	247	daN		

S.L.U. PER CARICO LIMITE		$E_d \leq R_d$	4.582	\leq	5.292 ok!
$E_d =$	$\Sigma Y_G (=1,3) N_{vert} =$	4.582	daN		
$R_d =$	$Q_{lim} / \gamma_R (=1,4) =$	5.292	daN		

Calcolo di Q_{lim}				
Eccentricità =	$e = B_f / 2 - (\Sigma M_{stab} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma N_{vert} =$	0,20	ml	
Inclinazione carico =	$\alpha = \arctg (\Sigma S_{rib} / \Sigma N_{vert}) =$	20,71	°	
Effetto eccentricità =	$B' = B_f - 2e =$	0,60	ml	
Fattore di capacità portante dovuto al peso terreno ai lati	$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{\pi \text{tg} \varphi} =$	23,18		
Fattore di capacità portante dovuto all'attrito di scorrimento	$N_v = 2 (N_q - 1) \text{tg} \varphi =$	27,72		
Pressione terreno ai lati =	$q = \gamma H_{tv} =$	760	daN/m ²	
Effetto inclinazione carico =	$i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2 =$	0,593		
Effetto inclinazione carico =	$i_v = (1 - \alpha/\varphi)^2 =$	0,124		
Carico limite =	$Q_{lim} = B' (q N_q i_q + 1/2 \gamma N_v B' i_v) =$	7.409	daN	

CALCOLO DEI MOMENTI ALL'INCASTRO per la verifica S.L.U. strutturale (STR)				
Compressione max terreno	$\sigma_{max} =$	1,02	daN/cm ²	
Compressione min. terreno	$\sigma_{min} =$	0,00	daN/cm ²	zona compressa = 90 cm
MOMENTO FLETTENTE AL PIEDE MURO (riferito all'asse della fondazione)				
	$\gamma_G - \gamma_Q$	Spinta stat.	braccio	Momento
		(daN)	(m)	(daN m)
Spinta Terreno	1,30	966	0,65	816
Spinta Sovraccarico	1,50	96	1,05	152
Momento in sommità	1,00			43
Taglio in sommità	1,00	72	1,95	140
			$M_{d1} =$	1.151
Armatura minima richiesta =	1,63	cm ²	(acciaio B450C - $f_{yd} = 391,3$ MPa)	
N_d al piede muro =	1.130 daN (con $\gamma_G = 1$)			
MOMENTO ALL'INCASTRO DELLA FONDAZIONE A VALLE (riferito all'asse del muro)				
Contributo pressione terreno =	1.040			
Deduzione effetto peso proprio ($\gamma_G = 1$) =	-112			
	$M_{d2} =$	928	daN m	(tende le fibre inferiori)
Armatura minima richiesta =	1,05	cm ²	(acciaio B450C - $f_{yd} = 391,3$ MPa)	
MOMENTO ALL'INCASTRO DELLA FONDAZIONE A MONTE				
si ottiene per l'equilibrio al nodo $M_{d3} =$	223 daN m (tende le fibre superiori)			
Armatura minima richiesta =	0,25	cm ²	(acciaio B450C - $f_{yd} = 391,3$ MPa)	

MURO CUNICOLI

MURO DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI STATICHE

(Norme Tecniche per le Costruzioni D.M.17/01/2018)

Committente: OSPEDALE LODI
 Oggetto: MURO CUNICOLI

Dati geometrici e geotecnici (riferiti alla lunghezza unitaria di 1 ml)

Φ_k	Angolo di attrito interno terreno da sostenere	32	°
γ_k	Peso specifico terreno da sostenere	1.900	daN/m ³
Φ_k	Angolo di attrito interno terreno portante	32	°
γ_k	Peso specifico terreno portante	1.900	daN/m ³
H_m	Altezza muro	1,35	ml
H_f	Altezza fondazione	0,30	ml
H_{tot}	Altezza totale muro di sostegno (= altezza terreno a monte)	1,65	ml
S_{som}	Spessore muro in sommità	0,20	ml
S_v	Scarpa a valle	0,00	ml
S_m	Scarpa a monte	0,00	ml
S_{base}	Spessore muro alla base	0,20	ml
Sb_v	Sbalzo fondazione a valle	0,75	ml
Sb_m	Sbalzo fondazione a monte	0,00	ml
B_f	Larghezza totale fondazione	0,95	ml
H_{tv}	Altezza terreno a valle	0,30	ml
$\%_{pass}$	% spinta passiva terreno a valle (per verifica a scorrimento)	50	%
$\delta_{t/m}$	Angolo di attrito muro-terreno	16	°
ε	Inclinazione terreno a monte	0	°
$q_{dis\ k}$	Sovraccarico distribuito sul terreno a monte	200	daN/m ²
$P_{som\ k}$	Azione assiale in sommità (+se verso il basso)	830	daN
$M_{som\ k}$	Momento flettente in sommità (+ se stabilizzante)	0	daN m
$T_{som\ k}$	Azione tagliante in sommità (+ se stabilizzante)	0	daN

Per reazione in sommità: per spinta terreno ($\gamma_G=1,3$), sovraccarico ($\gamma_Q=1,5$) e momento ($\gamma_Q=1,0/1,5$)

SLU per verifica a RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO e CARICO LIMITE (A1+M1+R3)

[6.5.3 NTC18] Approccio 2, combinazione (A1-M1-R3):

- 1) i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della tabella 6.2.I (perm. $\gamma_G=1,0/1,3$ - acc. $\gamma_Q=0,0/1,5$)
- 2) i coefficienti γ_M per i parametri geotecnici riportati nella colonna M1 della tabella 6.2.II ($\gamma_\phi=1,0$)
- 3) i coefficienti γ_R di resistenza nella colonna R3 della tabella 6.5.I (rib./scorr./c.port $\gamma_R=1,15/1,1/1,4$)

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA λ_{ad} di progetto

Angolo di inclinazione parete interna	$\beta =$	90,00	°
Angolo di attrito di progetto	$\phi_d = \arctg(\tan \phi_k / \gamma_\phi) =$	32,00	° terreno da sostenere
Angolo di attrito di progetto	$\phi_d = \arctg(\tan \phi_k / \gamma_\phi) =$	32,00	° terreno portante
$\lambda_{ad} = \sin^2(\beta + \phi_d) / [\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) [1 + \text{SQR}(\sin(\phi_d + \delta) \sin(\phi_d - \varepsilon) / \sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \varepsilon))]^2] =$			
Componente orizzontale =	0,267		
Componente verticale =	0,077		

SPINTE ORIZZONTALI ribaltanti				
	$Y_G - Y_Q$	Spinta stat. (daN)	braccio (ml)	Momento (daN m)
Spinta Terreno	1,30	899	0,55	494
Spinta Sovraccarico	1,50	132	0,83	109
Momento in sommità				0
Taglio in sommità				0
		$\Sigma S_{rib} =$ 1.031	$\Sigma M_{rib} =$	604

CARICHI VERTICALI stabilizzanti (solo carichi permanenti, $\gamma_{cls}=2400 \text{ daN/m}^3$)				
	$N_{vert} * \gamma_G (=1)$ (daN)	$N_{vert} * \gamma_G (=1,3)$ (daN)	braccio (ml)	Momento (daN m)
Scarpa a valle	0	0		0
Muro	648	842	0,85	716
Scarpa a monte	0	0		0
Terreno su fondaz.a valle	0	0		0
Terreno a monte scarpa	0	0		0
Terreno su fondaz.a monte	0	0	0,95	0
Terreno inclinato	0	0		0
Fondazione	684	889	0,48	422
Spinta verticale terreno	198	258	0,95	245
Azione assiale in sommità	830	1079	0,85	917
	$\Sigma N_{vert} =$ 2.360	3.068	$\Sigma M_{stab} =$	2.300

S.L.U. PER RIBALTAMENTO	$E_d \leq R_d$	604	\leq	2.000 ok!
$E_d = \Sigma M_{rib} =$	604	daNm		
$R_d = \Sigma M_{stab} / (\gamma_R = 1,15) =$	2.000	daNm		

S.L.U. PER SCORRIMENTO	$E_d \leq R_d$	1.031	\leq	1.467 ok!
$E_d = \Sigma S_{rib} =$	1.031	daN		
$R_d = (\Sigma N_{vert} \tan \varphi + S_{pass}) / \gamma_R (=1,1) =$	1.467	daN		
$S_{pass} = \%_{pass} \cdot \frac{1}{2} \gamma H_{tv}^2 \lambda_p =$	139	daN		

S.L.U. PER CARICO LIMITE	$E_d \leq R_d$	3.068	\leq	10.619 ok!
$E_d = \Sigma \gamma_G (=1,3) N_{vert} =$	3.068	daN		
$R_d = Q_{lim} / \gamma_R (=1,4) =$	10.619	daN		

Calcolo di Q_{lim}				
Eccentricità =	$e = B_f / 2 - (\Sigma M_{stab} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma N_{vert} =$	-0,08	ml	
Inclinazione carico =	$\alpha = \arctg (\Sigma S_{rib} / \Sigma N_{vert}) =$	18,58	°	
Effetto eccentricità =	$B' = B_f - 2e =$	1,11	ml	
Fattore di capacità portante dovuto al peso terreno ai lati	$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{\pi \text{tg} \varphi} =$	23,18		
Fattore di capacità portante dovuto all'attrito di scorrimento	$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \text{tg} \varphi =$	27,72		
Pressione terreno ai lati =	$q = \gamma H_{tv} =$	570	daN/m ²	
Effetto inclinazione carico =	$i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2 =$	0,630		
Effetto inclinazione carico =	$i_\gamma = (1 - \alpha/\varphi)^2 =$	0,176		
Carico limite =	$Q_{lim} = B' (q N_q i_q + 1/2 \gamma N_\gamma B' i_\gamma) =$	14.867	daN	

CALCOLO DEI MOMENTI ALL'INCASTRO per la verifica S.L.U. strutturale (STR)				
Compressione max terreno	$\sigma_{max} =$	0,16	daN/cm ²	
Compressione min. terreno	$\sigma_{min} =$	0,48	daN/cm ² ridurre fond. a monte	
MOMENTO FLETTENTE AL PIEDE MURO (riferito all'asse della fondazione)				
	$\gamma_G - \gamma_Q$	Spinta stat.	braccio	Momento
		(daN)	(ml)	(daN m)
Spinta Terreno	1,30	572	0,50	371
Spinta Sovraccarico	1,50	72	0,83	89
Momento in sommità				0
Taglio in sommità				0
			$M_{d1} =$	461
			(acciaio B450C - $f_{yd} = 391,3$ MPa)	
Armatura minima richiesta =	0,87	cm ²		
N_d al piede muro =	1.478 daN (con $\gamma_G = 1$)			
MOMENTO ALL'INCASTRO DELLA FONDAZIONE A VALLE (riferito all'asse del muro)				
Contributo pressione terreno =	-406			
Deduzione effetto peso proprio ($\gamma_G = 1$) =	-260			
	$M_{d2} =$	461	daN m	(tende le fibre inferiori)
Armatura minima richiesta =	0,52	cm ²	(acciaio B450C - $f_{yd} = 391,3$ MPa)	
MOMENTO ALL'INCASTRO DELLA FONDAZIONE A MONTE				
si ottiene per l'equilibrio al nodo $M_{d3} =$	0 daN m (tende le fibre superiori)			
Armatura minima richiesta =	0,00	cm ²	(acciaio B450C - $f_{yd} = 391,3$ MPa)	

PILASTRI IN C.A.

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro 30x50

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	15	25
2	-15	25
3	-15	-25
4	15	-25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2,011	-12	22
2	2,011	0	22
3	2,011	12	22
4	2,011	-12	7,333
5	2,011	12	7,333
6	2,011	-12	-7,333

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 49,3 0 kN
M_{xEd} 24,7 0 kNm
M_{yEd} 8,7 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipi di sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettagoli **Coord.**

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- **Metodo n**

Tipi di flessione: Retta **Deviata**

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 316.87°

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

ε _{su} 67.5 %	ε _{c2} 2 %
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 %
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 14.17 N/mm²
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 %	σ _{c,adm} 9.75 N/mm²
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6
	τ _{cl} 1.829

M_{xRd} 144.3 kNm
M_{yRd} 51.95 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 6.213 %
d 52.79 cm
x 19.02 x/d 0.3604
δ 0.8904

VERIFICA A ROTTURA DI SEZIONE COMPRESSA SOGGETTA A TAGLIO (NTC18)	
Lavoro: OSPEDALE LODI	
Oggetto: PIASTRI IN C.A.	
Azione Tagliante di calcolo (S.L.U.-S.L.V.-...)	V _{Ed} = 707 daN = 7.1 kN
Maggiorazione sismica [NTC.7.4.4.5.1]	V _{Ed,calc} = 1.061 daN = 10.6 kN
Azione Assiale media (S.L.U.-S.L.V.-...)	N _{Ed} = 4.927 daN = 49.3 kN
Coefficiente di sovrarresistenza NTC18 lab.7.2.1	γ _{Ed} = 1.2
Fattore di comportamento struttura	q = 1.5
Momento Sollecitante direzione principale	M _{Ed} = 24.8 kNm
Momento Resistente direzione principale	M _{Rd} = 144.3 kNm
Ordinata spettro in Tc	S _g (T _c) = 0.166 g
Ordinata spettro in T1	S _g (T ₁) = 0.166 g
Fattore di amplificazione del taglio 1,5 < F < q	F = 1.5
CALCESTRUZZO (Classe di resistenza C _{f,ck} /R _{yk} -C20/25-C25/30-C28/35)	
f _{ck} Resistenza caratteristica cilindrica	25 MPa (=N/mm²)
f _{cd} Resistenza di calcolo del cls	14,17 MPa (= 10 daN/cm²)
α _{cc} Coef. Riduttivo per carichi lunga durata	0,85
γ _c Coef. parziale di sicurezza per calcestruzzo	1,5
ACCIAIO (tipo B450C)	
f _{yk} Tensione caratteristica di snervamento	450 MPa
f _{yd} Resistenza di calcolo per l'acciaio	391,3 MPa
γ _s Coef. parziale di sicurezza per acciaio	1,15
GEOMETRIA DELLA SEZIONE IN C.A.:	
luce trave L	300,0 cm
larghezza b	30,0 cm
altezza h	50,0 cm
altezza utile A _t	45,0 cm
armatura longit. A _s	6,03 cm²
ρ _l = A _s /b*d	0,45 %
RESISTENZA AL TAGLIO senza armatura trasversale	
V _{Rd} = max { 0,18 * k * (100 * ρ _l * f _{yk}) ^{1/3} / γ_c + 0,15 σ_{cc} } b d ; (V_{min} + 0,15 σ_{cc}) b d] = 67,00 kN = 6.700 daN}	
k = min { 1 + (200/d) ^{1/2} ; 2,0 } = 1,6667}	
V _{min} = 0,035 * k ^{3/2} * f _{ck} = 0,3765	
σ _{cc} = min { N _{Ed} /A _c ; 0,2 f _{cd} } = 0,3285	
RESISTENZA AL TAGLIO con armatura trasversale costituita da staffe	
diam.staffe ø (mm)	8
n° braccia n°	2
passo staffe s	15,0 cm
inclinazione α = 90°	
A _{sw} = 1,01 cm²	
A _{sw} = 6,7 cm²/m	
V _{Rd} = 0,9 * d * A _{sw} * s ⁻¹ * γ _{st} * ctg θ = 106,21 kN = 10.621 daN resistenza a taglio trazione	
f _{td} = 0,5 f _{yk} = 7,083	
α _c = min { 1 + N _{Ed} /A _c ; 1,25 } = 1,023	
V _{Rd} = 0,9 * d * b * α _c * f _{td} * ctg θ / (1 + ctg² θ) = 440,29 kN = 44.029 daN resistenza a taglio compress.	
V _{Rd} = min { V _{Rd} ; V _{Rd} } = 106,2 kN > 10,6 kN OK	

TRAVE DI FONDAZIONE

VERIFICA A ROTTURA DI SEZIONE RETTANGOLARE INFLESSA (NTC18)			
Lavoro:	OSPEDALE LODI		
Oggetto:	TRAVE DI FONDAZIONE		
Momento Flettente SLU di progetto	$M_{Ed} =$	4.030 daNm	40,3 kNm
CALCESTRUZZO (Classe di resistenza $C_{f_{ck}}/R_{ck}$ -C20/25-C25/30-C28/35)			
f_{ck}	Resistenza caratteristica cilindrica	(0,83 R_{ck})	25 MPa (=N/mm ²)
f_{cd}	Resistenza di calcolo del cls	($\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$)	14,17 MPa (=10 daN/cm ²)
α_{cc}	Coeff. Riduttivo per carichi lunga durata		0,85
γ_c	Coeff. parziale di sicurezza per calcestruzzo		1,5
ϵ_{cu}	Deformazione ultima calcestruzzo		0,35 %
ACCIAIO (tipo B450C)			
f_{yk}	Tensione caratteristica di snervamento		450 MPa
f_{yd}	Resistenza di calcolo per l'acciaio	(f_{yk} / γ_s)	391,3 MPa
γ_s	Coeff. parziale di sicurezza per acciaio		1,15
ϵ_{su}	Deformazione ultima (rottura) acciaio	(0,9*7,5%)	6,75 %
ϵ_{sy}	Deformazione allo snervamento (limite elastico)	(f_{yd} / E_s)	0,196 %
E_s	Modulo elastico		200.000 MPa
GEOMETRIA DELLA SEZIONE IN C.A.:			
larghezza	b	150,0	cm
altezza	H	50,0	cm
altezza utile A_f	d	45,0	cm
altezza utile A'_f	d'	5,0	cm
armat. compres.	A'_s	20,10	cm ²
armatura tesa	A_s	20,10	cm ²
	$\rho_s = A_s / b * d =$	0,30 %	NB: $\rho_{s \min} = 0,13 %$ $A_{s \min} = 8,78$ cm ² ρ (%)
A_{cr}	Armatura di contemporanea rottura con $\epsilon_{su} = 1,0%$ (convenzionale)		70,79 1,05
A_{rd}	Armatura ideale, sezione ad alta duttilità, $x < 0,45d$ ed $\epsilon_{su} \sim 2\epsilon_{sy}$		108,08 1,60
A_{s^*}	Armatura per cui A'_s al limite elastico		69,36 1,03
A_{le}	Armatura Bilanciata (rottura cls e A'_s con acciaio A_s al limite elastico)		145,50 2,16
RISULTATI DI CALCOLO:			
$x =$	equil. traslazione	4,86	cm
$\epsilon'_{su} =$	$0,0035(x-d')/x =$	-0,010	%
$\epsilon_{su} =$	$0,0035(d-x)/x =$	2,890	%
$x/d =$		0,11	
$\sigma'_s =$		-19,89	MPa
$\sigma_s =$		391,30	MPa
GIUSTA ARMATURA: a rottura del calcestruzzo, acciaio oltre il limite elastico!			
$M_{Rd} =$	$f_{cd} * b * 0,8 * x * (d - 0,4 * x) + \sigma'_s * A'_s * (d - d')$	(equilibrio rotazione)	
MOMENTO Flettente a ROTTURA $M_{Rd} =$	339,9 kNm	> 40,3 kNm	Verifica soddisfatta !

VERIFICA A ROTTURA DI SEZIONE SOGGETTA A TAGLIO (NTC18)

Lavoro: **OSPEDALE LODI**
 Oggetto: **TRAVE DI FONDAZIONE**

Azione Tagliante SLU di progetto $V_{Ed} = 5.372 \text{ daN} = 53,7 \text{ kN}$

CALCESTRUZZO (Classe di resistenza $C_{f_{ck}}/R_{ck}$ -C20/25-C25/30-C28/35)

f_{ck}	Resistenza caratteristica cilindrica	$(0,83 R_{ck})$	25	MPa (=N/mm ²)
f_{cd}	Resistenza di calcolo del cls	$(\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c)$	14,17	MPa (=10 daN/cm ²)
α_{cc}	Coeff. Riduttivo per carichi lunga durata		0,85	
γ_c	Coeff. parziale di sicurezza per calcestruzzo		1,5	

ACCIAIO (tipo B450C)

f_{yk}	Tensione caratteristica di snervamento		450	MPa
f_{yd}	Resistenza di calcolo per l'acciaio	(f_{yk} / γ_s)	391,3	MPa
γ_s	Coeff. parziale di sicurezza per acciaio		1,15	

GEOMETRIA DELLA SEZIONE IN C.A.:

luce trave	L	420,0	cm	
larghezza	b	150,0	cm	
altezza	h	50,0	cm	trave alta: inclinazione puntoni $\theta = 45,0^\circ$
altezza utile A_f	d	45,0	cm	
armatura longit.	A_s	20,10	cm ²	$\rho_l = A_s / b * d = 0,30 \%$

RESISTENZA AL TAGLIO senza armatura trasversale

$$V_{Rd} = \max \{ 0,18 * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c * b * d ; v_{min} * b * d \} = 263,60 \text{ kN} = 26.360 \text{ daN}$$

$$k = \min \{ 1 + (200/d)^{1/2} ; 2,0 \} = 1,667$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,3765$$

RESISTENZA AL TAGLIO con armatura trasversale costituita da staffe

diam. staffe \varnothing (mm)	10			inclinazione $\alpha = 90^\circ$
n° braccia n°	4	$A_{sw} = 3,14$	cm ²	
passo staffe s	20,0	cm	$A_s = 15,7$	cm ² /m

$$V_{Rsd} = 0,9 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * \text{ctg} \theta = 248,94 \text{ kN} = 24.894 \text{ daN} \text{ resistenza a taglio trazione}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 * d * b * 0,5 * f_{cd} * \text{ctg} \theta / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 2.151,56 \text{ kN} = 215.156 \text{ daN} \text{ resistenza a taglio compress.}$$

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rsd} ; V_{Rcd} \} = 248,9 \text{ kN} > 53,7 \text{ kN} \text{ Verifica soddisfatta !}$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE CONTINUA DI UN MURO IN C.A.

(Norme Tecniche per le Costruzioni D.M.17/01/2018)

Committente: OSPEDALE LODI
 Fabbricato: TETTOIA ZONA PRONTO SOCCORSO
 Oggetto: TRAVE DI FONDAZIONE

Dati geometrici e geotecnici riferiti ad 1,0 ml di fondazione

Φ_k	Angolo di attrito interno terreno		32,0	°
C_u	Coesione non drenata		0	daN/cm ²
γ_k	Peso specifico terreno		1.900	daN/m ³
E	Modulo di Young	(1 MPa=10 daN/cm ²)	300	daN/cm ²
B	Larghezza fondazione (dir.X)		1,50	ml
H	Altezza fondazione		0,50	ml
H_t	Altezza terreno circostante da quota imposta fondazione		0,70	ml
P_f	Peso proprio fondazione	($\gamma_{dis} = 2,500$ daN/m ³)	1.875	daN
P_t	Peso terreno su plinto		570	daN

Stato Limite Ultimo per collasso a CARICO LIMITE → Approccio 2 (A1-M1-R3)

Si utilizzano:

- 1) i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della tabella 6.2.I (p.p. $\gamma_{G1}=1,0/1,3$ - perm-acc. $\gamma_{G2}=\gamma_Q=0,0/1,5$)
- 2) i coefficienti γ_M per i parametri geotecnici riportati nella colonna M1 della tabella 6.2.II ($\gamma_\phi=1,0$)
- 3) i coefficienti γ_R di resistenza i riportati nella colonna R3 della tabella 6.4.I (scorr./c.port $\gamma_R=1,1/2,3$)

Azioni di progetto $E_d (= \gamma_F E_k)$ dovute alla struttura in elevazione, riferite ad 1,0 ml ed applicate in asse

Coeff. di sovrarresistenza γ_{Rd} per le verifiche con azioni simiche pari a 1,1/1,3 per CD"B/A" [7.2.5 NTC18]

Azione assiale	(+se verso il basso)	4.998		γ_{Rd}	$N_d =$	4.998 daN
Momento flettente	(+ orario attorno ad Y)	1.625	x	1,1	$M_d =$	1.788 daN m
Azione tagliante	(+ in direzione X)	464	x	1,1	$T_d =$	510 daN

Azioni a quota imposta fondazione E_{dc} utilizzate nel calcolo di verifica

(coefficiente parziale per i carichi permanenti γ_G pari a 1,3/1,0 in condizioni statiche/sismiche)

$N_{dc} =$	$N_d + \gamma_G (P_f + P_t) =$	7.443	daN
$M_{dc} =$	$M_d + T_d H =$	2.043	daN m
$T_{dc} =$	$T_d =$	510	daN

S.L.U. SUPERAMENTO DEL CARICO LIMITE $E_d \leq R_d$ **7.443** \leq **19.632** ok!

$E_d =$	$N_{dc} =$	7.443	daN
$R_d =$	$Q_{lim} / \gamma_R (=2,3) =$	19.632	daN

Calcolo di Q_{lim}			
Eccentricità =	$e_{cc} = M_{dc}/N_{dc} =$	0,27	ml
Inclinazione carico =	$\alpha = \arctg (T_{dc} / N_{dc}) =$	3,92	°
Effetto eccentricità =	$B' = B - 2e_{cc} =$	0,95	ml
Fattore di capacità portante dovuto al peso terreno ai lati	$N_q = \text{tg}^2(45+\varphi/2) e^{\text{m} \text{tg} \varphi} =$	23,18	
Fattore di capacità portante dovuto all'attrito di scorrimento	$N_v = 2 (N_q - 1) \text{tg} \varphi =$	27,72	
Fattore di capacità portante dovuto alla coesione	$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi =$	35,49	
Pressione terreno ai lati =	$q = \gamma H_v =$	1.330	daN/m ²
Effetto inclinazione carico sul peso ai lati =	$i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2 =$	0,915	
Effetto inclin. carico sull'attrito di scorrim. =	$i_v = (1 - \alpha/\varphi)^2 =$	0,770	
Effetto inclinazione carico su coesione =	$i_c =$	1,0	
Fattore di forma fondazione =	$s_c =$	1,0	
Fattore di forma fondazione =	$s_q =$	1,0	
Fattore di forma fondazione =	$s_v =$	1,0	
$Q_{lim} = B' (c_u N_c i_c s_c + q N_q i_q s_q + 1/2 \gamma N_v B' i_v s_v) =$		45.154	daN

CALCOLO DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE

dovuta per le azioni di progetto E_{dc} (verifica S.L.U. strutturale)			
Compressione max terreno	$\sigma_{max} =$	1,04	daN/cm ²
Compressione min. terreno	$\sigma_{min} =$	0,00	daN/cm ² zona compressa = 143 cm
MOMENTO ALL'INCASTRO M_d (sbalzo considerato = 0,75 ml)			
Contributo pressione terreno =	2.420	daN m	
Deduzione effetto peso proprio ($\gamma_G=1$) =	-458	daN m	(con $\gamma_G=1,3 \rightarrow$ armatura superiore)
	$M_d =$	1.962	daN m (tende le fibre inferiori)
Armatura inferiore richiesta =	1,24	cm ²	(acciaio B450C - $f_{yd}=391,3$ MPa)
Armatura superiore richiesta =	0,38	cm ²	

ALLEGATO 4: descrizione e analisi numeriche tettoia

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA CIVILE

INGG.VECCHI

Ing. MARCO VECCHI - Ing. CORRADO VECCHI
Via G. MARCONI, 17 25045 CASTEGNATO (BS)
Tel. 030.2140305 studioassociatoingvecchi@pec.it
info@studioingvecchi.it www.studioingvecchi.it

Title: TETTOIA IN ACCIAIO	
Project: OSPEDALE LODI	
Author: STUDIO INGG. VECCHI	Reference:

Straus7 Model Information

File:	C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\modelli\Studio5A\LODI\TETTOIA.st7
Title:	TETTOIA IN ACCIAIO
Project:	OSPEDALE LODI
Author:	STUDIO INGG. VECCHI
Reference:	
Created:	24 mar 2018, 12:54
Modified:	11 ott 2018, 18:59

Totals

Nodes:	39
Beams:	58
Plates:	25
Bricks:	0
Links:	0

Units

Length:	m
Mass:	kg
Time:	s
Temperature:	K
Force:	N
Modulus/Stress:	Pa
Density:	kg/m ³
Energy Sum:	J
Conductivity:	J/(s.m.K)
Specific Heat:	J/(kg.K)
Flux:	J/(s.m ²)
Convection:	J/(s.m ² .K)

Load Cases

1: PESO PROPRIO
Load Case Type: Gravity
Reference Temperature: 0,0 K
Gravity Direction Z: -9,80665 m/s²

2: PERMANENTI
Load Case Type: No inertia
Reference Temperature: 0,0 K

3: ACCIDENTALI
Load Case Type: No inertia
Reference Temperature: 0,0 K

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA CIVILE

INGG.VECCHI

Ing. MARCO VECCHI - Ing. CORRADO VECCHI
Via G. MARCONI, 17 25045 CASTEGNATO (BS)
Tel. 030.2140305 studioassociatoingvecchi@pec.it
info@studioingvecchi.it www.studioingvecchi.it

Title: TETTOIA IN ACCIAIO	
Project: OSPEDALE LODI	
Author: STUDIO INGG. VECCHI	Reference:

Freedom Cases

1: Freedom Case 1

Freedom Case Type: Normal freedom case

DX:[Free] DY:[Free] DZ:[Free] RX:[Free] RY:[Free] RZ:[Free]

Beam Properties:

6: TUBO 100x150 sp.4

7: TUBO 100x100 sp.4

8: pilastri 50x30 cm

9: trave 30x80

Plate Properties:

1: SANDWICH

Factor vs Frequency/Period Tables:

1: SLV-orizzontale (45 points)

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA CIVILE

INGG. VECCHI

Ing. MARCO VECCHI - Ing. CORRADO VECCHI
 Via G. MARCONI, 17 25045 CASTEGNATO (BS)
 Tel. 030.2140305 studioassociatoingvecchi@pec.it
 info@studioingvecchi.it www.studioingvecchi.it

Title: TETTOIA IN ACCIAIO	
Project: OSPEDALE LODI	
Author: STUDIO INGG. VECCHI	Reference:

Model: TETTOIA

Node Attributes

	Count	Sum (X)	Sum (Y)	Sum (Z)
Freedom case attributes:				
Restraint [1: Freedom Case 1]	6			

Beam Attributes

	Count	Sum (X)	Sum (Y)	Sum (Z)
General attributes:				
Principal Angle	58			
Offset	7			
End Release (Rotation)	26			
Load case attributes:				
Non-Structural Mass (Static) [1: PESO PROPRIO]	7	3338,4 kg	3338,4 kg	3338,4 kg
Non-Structural Mass (Dynamic) [1: PESO PROPRIO]	7	3338,4 kg	3338,4 kg	3338,4 kg

Plate Attributes

	Count	Sum (X)	Sum (Y)	Sum (Z)
General attributes:				
Load Patch	25			
Load case attributes:				
Face Load (Global Pressure) [2: PERMANENTI]	25			-21394,0 N
Face Load (Global Pressure) [3: ACCIDENTALI]	25			-25672,8 N
Non-Structural Mass (Static) [1: PESO PROPRIO]	25	427,88 kg	427,88 kg	427,88 kg
Non-Structural Mass (Dynamic) [1: PESO PROPRIO]	25	427,88 kg	427,88 kg	427,88 kg
Non-Structural Mass (Static) [2: PERMANENTI]	25	2139,4 kg	2139,4 kg	2139,4 kg
Non-Structural Mass (Dynamic) [2: PERMANENTI]	25	2139,4 kg	2139,4 kg	2139,4 kg

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA CIVILE
INGG.VECCHI
 Ing. MARCO VECCHI - Ing. CORRADO VECCHI
 Via G. MARCONI, 17 25045 CASTEGNATO (BS)
 Tel. 030.2140305 studioassociatingvecchi@pec.it
 info@studioingvecchi.it www.studioingvecchi.it

Title: TETTOIA IN ACCIAIO	
Project: OSPEDALE LODI	
Author: STUDIO INGG. VECCHI	Reference:

Model: TETTOIA

Beam: Structural

	Material	E Pa	G Pa	v	UsePois...	ρ	Mass/Le... kg/m	C N.s/m/...	ξ	α /K
6: TUBO 100x150 s...	Unknown Material - Modif...	2,1x10 ¹¹	8,077x10 ¹⁰	0,0	No	7850,0	15,1976	0,0	0,0	0,0
7: TUBO 100x100 s...	Unknown Material - Modif...	2,1x10 ¹¹	8,077x10 ¹⁰	0,0	No	7850,0	12,0576	0,0	0,0	0,0
8: pilastri 50x30 cm	Unknown Material - Modif...	3,0x10 ¹⁰	1,25x10 ¹⁰	0,2	No	2500,0	375,0	0,0	0,0	0,0
9: trave 30x80	Unknown Material - Modif...	3,0x10 ¹⁰	1,25x10 ¹⁰	0,2	No	2500,0	600,0	0,0	0,0	0,0

Beam: NonLinear

	NonLinear	Harden...	...
6: TUBO 100x150 s...	ElastoPlastic	Isotropic	No
7: TUBO 100x100 s...	ElastoPlastic	Isotropic	No
8: pilastri 50x30 cm	ElastoPlastic	Isotropic	No
9: trave 30x80	ElastoPlastic	Isotropic	No

Beam: Heat

	Material	ρ	Cp J/K...	κ J/s/...
6: TUBO 100x150 s...	Unknown Material - Modif...	7850,0	0,0	0,0
7: TUBO 100x100 s...	Unknown Material - Modif...	7850,0	0,0	0,0
8: pilastri 50x30 cm	Unknown Material - Modif...	2500,0	0,0	0,0
9: trave 30x80	Unknown Material - Modif...	2500,0	0,0	0,0

Straus7 R2.4.6 [Licensed to:ING. VECCHI DARIO CASTEGNATO BS]
 Model file: C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\models\StudioSA\LODI\TETTOIA.st7
 11 ottobre 2018 8:03 pm

Page 1 of 2

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA CIVILE
INGG.VECCHI
 Ing. MARCO VECCHI - Ing. CORRADO VECCHI
 Via G. MARCONI, 17 25045 CASTEGNATO (BS)
 Tel. 030.2140305 studioassociatingvecchi@pec.it
 info@studioingvecchi.it www.studioingvecchi.it

Title: TETTOIA IN ACCIAIO	
Project: OSPEDALE LODI	
Author: STUDIO INGG. VECCHI	Reference:

Beam: Sections

	Section	Section Type	Area m ²	I11 m ⁴	I22 m ⁴	J m ⁴	Angle(... deg	SL1 m	SL2 m	SA1 m ²	SA2 m ²	IntegrationP...
6: TUBO 100x150 s...	Hollow Rectan...	Hollow Rectangle	#####	#####	#####	#####	0,0	0,0	0,0	#####	#####	5
7: TUBO 100x100 s...	Hollow Rectan...	Hollow Rectangle	#####	#####	#####	#####	0,0	#####	#####	#####	#####	5
8: pilastri 50x30 cm	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,15	0,003125	0,001125	0,002883	0,0	0,0	0,0	0,125	0,125	5
9: trave 30x80	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,24	0,0128	0,0018	0,00552	0,0	0,0	0,0	0,2	0,2	5

Beam: Geometry

	Section	Section Type	D m	B1 m	T1 m	T2 m	SpecifiedDi...	SpecifiedDi...	UseNominal...	Circumferentia...
6: TUBO 100x150 s...	Hollow Rectan...	Hollow Rectangle	0,15	0,1	0,004	0,004	10	10	Yes	Auto
7: TUBO 100x100 s...	Hollow Rectan...	Hollow Rectangle	0,1	0,1	0,004	0,004	10	10	Yes	Auto
8: pilastri 50x30 cm	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,5	0,3			10	10	Yes	Auto
9: trave 30x80	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,8	0,3			10	10	Yes	Auto

Beam: Tables

E/K v Time ...

6: TUBO 100x150 s...	Elastic
7: TUBO 100x100 s...	Elastic
8: pilastri 50x30 cm	Elastic
9: trave 30x80	Elastic

Plate: Load Patch

Type

1: SANDWL...	Load Patch
--------------	------------

Straus7 R2.4.6 [Licensed to:ING. VECCHI DARIO CASTEGNATO BS]
 Model file: C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\models\StudioSA\LODI\TETTOIA.st7
 11 ottobre 2018 8:03 pm

Page 2 of 2

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA CIVILE
INGG.VECCHI
 Ing. MARCO VECCHI - Ing. CORRADO VECCHI
 Via G. MARCONI, 17 25045 CASTEGNATO (BS)
 Tel. 030.2140305 studioassociatoinggvecchi@pec.it
 info@studioingvecchi.it www.studioingvecchi.it

Title: TETTOIA IN ACCIAIO	
Project: OSPEDALE LODI	
Author: STUDIO INGG. VECCHI	Reference:

Model: TETTOIA

Bill of materials

Selected groups:

Model
 Model\arcarecci 100x100 sp.4
 Model\travetti 150x100 sp.4
 Model\architrave
 Model\pilastri
 Model\lamiera

Included mass:
 Structural Mass

	Mass kg	Volume m ³	Length m	Area m ²	Count	Material	Type	Section
Grand total:	6591,12	2,46532	58,7629	21,394				
Beam properties:								
6: TUBO 100x150 sp.4	342,052	0,043574	22,507		25		Beam	Hollow Rectangle
7: TUBO 100x100 sp.4	285,668	0,036391	23,6919		24		Beam	Hollow Rectangle
8: pilastri 50x30 cm	2625,0	1,05	7,0		2		Beam	Solid Rectangle
9: trave 30x80	3338,4	1,33536	5,564		7		Beam	Solid Rectangle
Total	6591,12	2,46532	58,7629		58			
Plate properties:								
1: SANDWICH	0,0	0,0		21,394	25		Load Patch	
Total	0,0	0,0		21,394	25			

Centre of mass

Straus7 R2.4.6 [Licenced to:ING. VECCHI DARIO CASTEGNATO BS]
 Model file: C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\models\Studio5A\LODI\TETTOIA.st7
 11 ottobre 2018 8:04 pm

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA CIVILE
INGG.VECCHI
 Ing. MARCO VECCHI - Ing. CORRADO VECCHI
 Via G. MARCONI, 17 25045 CASTEGNATO (BS)
 Tel. 030.2140305 studioassociatoinggvecchi@pec.it
 info@studioingvecchi.it www.studioingvecchi.it

Title: TETTOIA IN ACCIAIO	
Project: OSPEDALE LODI	
Author: STUDIO INGG. VECCHI	Reference:

	Mass kg	CM(X) m	CM(Y) m	CM(Z) m
architrave	3338,4	2,782	0,0	-0,475
pilastri	2625,0	2,57	0,0	-1,75
lamiera	0,0			
Model	0,0			
arcarecci 100x100 sp.4	285,668	2,39166	2,3125	0,0
travetti 150x100 sp.4	342,052	2,44567	2,225	0,0
Total:	6591,12	2,6632	0,215695	-0,937548

Local inertia

	Ixx kg.m ²	Iyy kg.m ²	Izz kg.m ²	Ixy kg.m ²	Iyz kg.m ²	Izx kg.m ²
architrave	0,0	8612,54	8612,54	0,0	0,0	1,08047x10 ¹²
pilastri	2679,69	14255,9	11576,3	0,0	0,0	0,0
lamiera	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Model	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
arcarecci 100x100 sp.4	568,218	564,995	1133,21	-92,9031	0,0	0,0
travetti 150x100 sp.4	564,457	950,265	1514,72	-40,6932	0,0	0,0
Total:	9725,45	27489,6	25858,3	-478,524	1332,88	239,729

Global inertia

	IXX kg.m ²	IYY kg.m ²	IZZ kg.m ²	IXY kg.m ²	IYZ kg.m ²	IZX kg.m ²
architrave	753,226	35203,4	34450,2	0,0	0,0	-4411,53
pilastri	10718,8	39632,9	28914,1	0,0	0,0	-11805,9
lamiera	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Model	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
arcarecci 100x100 sp.4	2095,86	2199,03	4294,89	1487,04	0,0	0,0
travetti 150x100 sp.4	2257,83	2996,18	5254,01	1820,62	0,0	0,0
Total:	15825,7	80031,5	72913,2	3307,66	0,0	-16217,5

Straus7 R2.4.6 [Licenced to:ING. VECCHI DARIO CASTEGNATO BS]
 Model file: C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\models\Studio5A\LODI\TETTOIA.st7
 11 ottobre 2018 8:04 pm

Solution commenced on 09/10/2018 at 17:20:10

Straus7 [2.4.6] [Solver Build: 24141222] (32-Bit)

ANALYSIS TYPE : LINEAR STATIC

COMPUTER NAME : PC03
 USER LOGON NAME : Marco
 CPU : Intel(R) Core(TM) i7-2600 CPU @ 3.40GHz
 USABLE PHYSICAL MEMORY : 4.0 GB
 USABLE VIRTUAL MEMORY : 3.0 GB

MODEL FILE : "C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\modelli\Studio5A\LODI\TETTOIA.st7"
 RESULT FILE : "C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\modelli\Studio5A\LODI\TETTOIA.LSA"
 SCRATCH PATH : "C:\Users\Marco\Straus7\Tmp\"

TOTALS
 Nodes : 39
 Beams : 58
 Plates : 25
 Bricks : 0
 Links : 0

SOLVER UNITS
 Length : m
 Mass : kg
 Force : N
 Stress : Pa

FREEDOM CASE : "Freedom Case 1"

LOAD CASES : "PESO PROPRIO"
 : "PERMANENTI"
 : "ACCIDENTALI"

STORAGE SCHEME : Skyline
 SORTING METHOD : Tree [1]
 SOLUTION TYPE : Direct

NUMBER OF EQUATIONS : 214
 MAXIMUM BANDWIDTH : 48
 AVERAGE BANDWIDTH : 27
 [K] MATRIX SIZE : 44.4 KB
 MINIMUM RAM NEEDED : 14.2 KB
 FREE SCRATCH SPACE : 70.4 GB

SUMMATION OF APPLIED LOADS

	Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Name
Beams "	1	-6.33604E-15	3.47101E-14	-1.01571E+05	1.57264E+01	-9.50406E+02	-3.64320E-13	"PESO PROPRIO"
	2	-7.35155E-16	6.23018E-15	-2.13940E+04	4.56835E-01	-2.82752E+03	-1.08279E-12	"PERMANENTI"
	3	-8.82185E-16	7.47622E-15	-2.56728E+04	5.48202E-01	-3.39302E+03	-1.29935E-12	"ACCIDENTALI"
Plates "	1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	"PESO PROPRIO"
	2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	"PERMANENTI"
	3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	"ACCIDENTALI"
Total "	1	-6.33604E-15	3.47101E-14	-1.01571E+05	1.57264E+01	-9.50406E+02	-3.64320E-13	"PESO PROPRIO"
	2	-7.35155E-16	6.23018E-15	-2.13940E+04	4.56835E-01	-2.82752E+03	-1.08279E-12	"PERMANENTI"
	3	-8.82185E-16	7.47622E-15	-2.56728E+04	5.48202E-01	-3.39302E+03	-1.29935E-12	"ACCIDENTALI"
Vector "	1	-5.58678E-15	3.47101E-14	-8.74618E+04	1.57264E+01	-9.50406E+02	-3.64320E-13	"PESO PROPRIO"
	2	-3.43227E-16	6.23018E-15	-1.93846E+04	4.56835E-01	-2.82752E+03	-1.08279E-12	"PERMANENTI"
	3	-4.11872E-16	7.47622E-15	-2.32615E+04	5.48202E-01	-3.39302E+03	-1.29935E-12	"ACCIDENTALI"

SUMMATION OF MOMENTS OF APPLIED LOADS ABOUT THE ORIGIN				[Load Vector]
Case	MXo	MYo	MZo	Name
1	-1.73018E+04	2.37606E+05	1.62616E-13	"PESO PROPRIO"
2	-3.62860E+04	4.75096E+04	2.57512E-14	"PERMANENTI"
3	-4.35432E+04	5.70115E+04	3.09014E-14	"ACCIDENTALI"

Reducing 214 Equations (Using 64.0 KB RAM)...

MAXIMUM PIVOT : 2.88000E+10 (Node 39 DX)
 MINIMUM PIVOT : 5.834261E+04 (Node 6 RX)

Results for 3 Load Cases...

MAXIMUM DISPLACEMENT MAGNITUDES

Case	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	Name
1	3.99108E-05	1.02819E-05	1.99691E-03	1.40250E-03	2.05963E-04	3.81190E-05	"PESO PROPRIO"
2	6.25831E-06	1.57283E-06	4.21602E-03	2.97270E-03	5.02935E-04	5.79869E-06	"PERMANENTI"
3	7.50997E-06	1.88740E-06	5.05923E-03	3.56724E-03	6.03522E-04	6.95842E-06	"ACCIDENTALI"

DIRECT SUMMATION OF NODE REACTION FORCES

Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Name
1	-1.13687E-13	-5.13850E-14	1.01571E+05	-8.70626E-10	-6.57927E+01	4.54646E+01	"PESO PROPRIO"
2	-1.67644E-14	-2.74935E-15	2.13940E+04	-1.33156E-09	-9.93426E+00	6.87752E+00	"PERMANENTI"
3	-1.02141E-14	-5.87285E-15	2.56728E+04	-1.63337E-09	-1.19211E+01	8.25303E+00	"ACCIDENTALI"

TOTAL CPU TIME : 0.297 Seconds

Solution completed on 09/10/2018 at 17:20:10
Solution time: 1 Second

SUMMARY OF MESSAGES

Number of Notes : 0
Number of Warnings : 0
Number of Errors : 0

Solution commenced on 09/10/2018 at 17:20:21

Straus7 [2.4.6] [Solver Build: 24141222] (32-Bit)

ANALYSIS TYPE : NATURAL FREQUENCY

COMPUTER NAME : PC03
 USER LOGON NAME : Marco
 CPU : Intel(R) Core(TM) i7-2600 CPU @ 3.40GHz
 USABLE PHYSICAL MEMORY : 4.0 GB
 USABLE VIRTUAL MEMORY : 3.0 GB

MODEL FILE : "C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\modelli\Studio5A\LODI\TETTOIA.st7"
 RESULT FILE : "C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\modelli\Studio5A\LODI\TETTOIA.NFA"
 SCRATCH PATH : "C:\Users\Marco\Straus7\Tmp\"

TOTALS
 Nodes : 39
 Beams : 58
 Plates : 25
 Bricks : 0
 Links : 0

SOLVER UNITS
 Length : m
 Mass : kg
 Force : N
 Stress : Pa

FREEDOM CASE : "Freedom Case 1"

MASS MATRIX OPTION
 Beam Elements : Lumped
 Plate Elements : Lumped
 Global Matrix : Full (for off-diagonal terms)
 Non-Structural Mass : Added (from the following cases)
 : "PESO PROPRIO"
 : "PERMANENTI"
 : "ACCIDENTALI"

STORAGE SCHEME : Skyline
 SORTING METHOD : Tree [1]

NUMBER OF EQUATIONS : 214
 MAXIMUM BANDWIDTH : 48
 AVERAGE BANDWIDTH : 27
 [K] MATRIX SIZE : 44.4 KB
 [M] MATRIX SIZE : 44.4 KB
 MINIMUM RAM NEEDED : 14.2 KB
 FREE SCRATCH SPACE : 70.4 GB

Reducing 214 Equations (Using 64.0 KB RAM)...

MAXIMUM PIVOT : 2.880000E+10 (Node 39 DX)
 MINIMUM PIVOT : 5.834261E+04 (Node 6 RX)

NODAL DISPLACEMENT COMPONENTS USED IN STARTING VECTOR					
11 [DZ]	17 [DZ]	18 [DZ]	12 [DZ]	16 [DZ]	10 [DZ]
24 [DZ]	23 [DZ]	4 [DZ]	3 [DZ]	2 [DZ]	25 [DZ]
19 [DZ]	13 [DZ]	22 [DZ]			

SUBSPACE ITERATION
 Natural Frequencies : 10
 Mass Degrees of Freedom : 183
 Subspace Dimension : 16
 Convergence Tolerance : 1.000000E-05
 Frequency Shift : 0.000000E+00 Hz

ITERATION 1
 Current Frequencies (Hz)
 9.83095E-01 7.42014E+00 9.50278E+00 1.19494E+01 1.37332E+01 2.70217E+01
 2.91855E+01 3.23403E+01 3.98755E+01 5.76545E+01 6.16610E+01 6.47439E+01
 7.96877E+01 8.38397E+01 8.90967E+01 9.28549E+01

ITERATION 2
 Current Frequencies (Hz)
 8.75813E-01 4.98503E+00 7.36713E+00 9.20461E+00 1.15892E+01 1.37002E+01
 2.01045E+01 2.78249E+01 2.90567E+01 3.18244E+01 3.98316E+01 4.08068E+01
 5.81968E+01 6.06523E+01 7.36430E+01 1.01201E+02
 Relative Difference [Converged: 0]
 1.22494E-01 4.88485E-01 2.89889E-01 2.98200E-01 1.85003E-01 9.72361E-01
 4.51690E-01 1.62277E-01 3.72332E-01 8.11646E-01 5.48043E-01 5.86595E-01
 3.69279E-01 3.82302E-01 2.09846E-01 8.24706E-02

ITERATION 3
 Current Frequencies (Hz)
 8.75809E-01 4.88039E+00 5.89708E+00 7.36654E+00 9.19642E+00 1.10716E+01
 1.15654E+01 1.36960E+01 1.80645E+01 2.53257E+01 2.81175E+01 3.15631E+01
 3.59135E+01 3.97708E+01 5.72854E+01 6.29712E+01
 Relative Difference [Converged: 1]
 4.56821E-06 2.14407E-02 2.49284E-01 2.49516E-01 2.60187E-01 2.37421E-01
 7.38307E-01 1.03161E+00 6.08503E-01 2.56604E-01 4.16611E-01 2.92865E-01
 6.20474E-01 5.25045E-01 2.85545E-01 6.07101E-01

ITERATION 4
 Current Frequencies (Hz)
 8.75809E-01 4.87990E+00 5.88501E+00 7.36654E+00 9.19640E+00 1.06642E+01
 1.15654E+01 1.36960E+01 1.67367E+01 1.80256E+01 2.80667E+01 3.13958E+01
 3.39831E+01 3.95848E+01 5.14557E+01 6.17239E+01
 Relative Difference [Converged: 4]
 8.85254E-12 1.00982E-04 2.05103E-03 1.15314E-07 1.33414E-06 3.81975E-02
 1.88217E-05 3.94592E-06 7.93296E-02 4.04984E-01 1.81094E-03 5.32923E-03
 5.68031E-02 4.69935E-03 1.13296E-01 2.02077E-02

ITERATION 5
 Current Frequencies (Hz)
 8.75809E-01 4.87990E+00 5.88501E+00 7.36654E+00 9.19640E+00 1.06625E+01
 1.15654E+01 1.36960E+01 1.65230E+01 1.80249E+01 2.80628E+01 3.13603E+01
 3.37326E+01 3.95499E+01 4.46656E+01 7.14799E+01
 Relative Difference [Converged: 7]
 2.53531E-16 2.58493E-09 1.40260E-07 3.50696E-11 1.71528E-09 1.59454E-04
 4.95297E-08 1.90631E-08 1.29354E-02 4.18849E-05 1.38552E-04 1.13239E-03
 7.42605E-03 8.81943E-04 1.52020E-01 1.36486E-01

ITERATION 6
 Current Frequencies (Hz)
 8.75809E-01 4.87990E+00 5.88501E+00 7.36654E+00 9.19640E+00 1.06625E+01
 1.15654E+01 1.36960E+01 1.65196E+01 1.80248E+01 2.80622E+01 3.13528E+01
 3.36715E+01 3.83640E+01 3.97175E+01 7.61420E+01
 Relative Difference [Converged: 9]
 6.33827E-16 1.20671E-13 1.64049E-11 1.82060E-14 2.50680E-12 4.33103E-07
 1.71804E-10 1.32550E-10 2.08207E-04 9.05782E-07 2.01541E-05 2.38820E-04
 1.81544E-03 3.09122E-02 1.24583E-01 6.12293E-02

ITERATION 7
 Current Frequencies (Hz)
 8.75809E-01 4.87990E+00 5.88501E+00 7.36654E+00 9.19640E+00 1.06625E+01
 1.15654E+01 1.36960E+01 1.65195E+01 1.80248E+01 2.80621E+01 3.13510E+01
 3.33585E+01 3.36719E+01 3.95903E+01 4.99854E+01
 Relative Difference [Converged: 10]
 0.00000E+00 1.82008E-16 2.26383E-15 1.20569E-16 4.24947E-15 1.63424E-09
 6.19287E-13 9.93887E-13 4.71388E-06 2.00516E-08 5.51218E-06 5.59264E-05
 9.38242E-03 1.39347E-01 3.21430E-03 5.23284E-01

ITERATION 8
 Current Frequencies (Hz)
 8.75809E-01 4.87990E+00 5.88501E+00 7.36654E+00 9.19640E+00 1.06625E+01
 1.15654E+01 1.36960E+01 1.65195E+01 1.80248E+01 2.80620E+01 3.13498E+01
 3.17126E+01 3.36537E+01 3.95139E+01 3.96555E+01
 Relative Difference [Converged: 10]
 0.00000E+00 3.64015E-16 3.01844E-16 1.20569E-16 0.00000E+00 5.64301E-12
 2.45749E-15 7.52257E-15 9.72494E-08 4.52610E-10 1.81218E-06 4.05043E-05
 5.19017E-02 5.39116E-04 1.93184E-03 2.60491E-01

THE FIRST 10 EIGENVALUES HAVE CONVERGED

FINAL FREQUENCY RESULTS

Mode	Eigenvalue	Frequency (rad/s)	Frequency (Hz)
1	3.02815906E+01	5.50287113E+00	8.75809141E-01
2	9.40115632E+02	3.06613051E+01	4.87989827E+00
3	1.36727090E+03	3.69766264E+01	5.88501287E+00
4	2.14233320E+03	4.62853455E+01	7.36654152E+00
5	3.33884077E+03	5.77827031E+01	9.19640282E+00
6	4.48828130E+03	6.69946363E+01	1.06625275E+01
7	5.28053226E+03	7.26672709E+01	1.15653554E+01
8	7.40532599E+03	8.60542038E+01	1.36959519E+01
9	1.07734150E+04	1.03795063E+02	1.65194973E+01
10	1.28263273E+04	1.13253377E+02	1.80248347E+01

COUNTING MODES IN RANGE : 8.58660115E-01 to 1.80419837E+01

Reducing 214 Equations (Using 64.0 KB RAM)...

Reducing 214 Equations (Using 64.0 KB RAM)...

STURM CHECK RESULTS
 There is no natural frequency below 8.587E-01 Hz.
 There are 10 frequencies below 1.804E+01 Hz.
 All eigenvalues are found.

TOTAL CPU TIME : 0.516 Seconds

Solution completed on 09/10/2018 at 17:20:22
 Solution time: 1 Second

SUMMARY OF MESSAGES
 Number of Notes : 0
 Number of Warnings : 0
 Number of Errors : 0

Solution commenced on 09/10/2018 at 17:20:30

Straus7 [2.4.6] [Solver Build: 24141222] (32-Bit)

ANALYSIS TYPE : SPECTRAL RESPONSE

COMPUTER NAME : PC03
 USER LOGON NAME : Marco
 CPU : Intel(R) Core(TM) i7-2600 CPU @ 3.40GHz
 USABLE PHYSICAL MEMORY : 4.0 GB
 USABLE VIRTUAL MEMORY : 3.0 GB

MODEL FILE : "C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\modelli\Studio5A\LODI\TETTOIA.st7"
 RESULT FILE : "C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\modelli\Studio5A\LODI\TETTOIA.SRA"
 SCRATCH PATH : "C:\Users\Marco\Straus7\Tmp\
 FREQUENCY FILE : "C:\Program Files (x86)\Straus7 R24\modelli\Studio5A\LODI\TETTOIA.NFA"

TOTALS
 Nodes : 39
 Beams : 58
 Plates : 25
 Bricks : 0
 Links : 0

SOLVER UNITS
 Length : m
 Mass : kg
 Force : N
 Stress : Pa

FREEDOM CASE : "Freedom Case 1"

SPECTRUM TYPE : Response
 EXCITATION : Seismic Acceleration
 NUMBER OF CASES : 2
 RESULTS SIGN : Automatic

STORAGE SCHEME : Skyline
 SORTING METHOD : Tree [1]

NUMBER OF EQUATIONS : 214
 [M] MATRIX SIZE : 44.4 KB
 FREE SCRATCH SPACE : 70.4 GB

Modal Responses...

MODAL DATA

Mode	Frequency	Damping Ratio
1	8.758091E-01	2.000000E-02
2	4.879898E+00	2.000000E-02
3	5.885013E+00	2.000000E-02
4	7.366542E+00	2.000000E-02
5	9.196403E+00	2.000000E-02
6	1.066253E+01	2.000000E-02
7	1.156536E+01	2.000000E-02
8	1.369595E+01	2.000000E-02
9	1.651950E+01	2.000000E-02
10	1.802483E+01	2.000000E-02

EXCITATION CASE 1/2 : "SISMA X"
 DIRECTION VECTOR : (9.806650E+00, 0.000000E+00, 0.000000E+00)
 SPECTRAL TABLE : "SLV-orizzontale"

MODAL EXCITATION

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	6.034437E-02	4.062510E-01	8.095665E-04	0.000
2	1.660000E-01	2.430014E+01	4.290774E-03	0.057
3	1.660000E-01	9.093335E+02	1.104019E-01	79.194
4	1.648581E-01	3.138898E-01	2.415464E-05	0.000
5	1.511570E-01	1.242886E+00	5.626833E-05	0.000
6	1.435728E-01	4.113642E+02	1.315887E-02	16.207
7	1.398591E-01	1.896771E+00	5.023750E-05	0.000
8	1.330362E-01	4.764702E-01	8.559758E-06	0.000
9	1.267059E-01	1.624565E+02	1.910648E-03	2.528
10	1.241415E-01	8.558278E-01	8.283258E-06	0.000

 TOTAL MASS PARTICIPATION : 97.985%

Modal Response Results...

Maximum Response Results Using CQC Combination...

EXCITATION CASE 2/2 : "SISMA Y"

DIRECTION VECTOR : (0.000000E+00, 9.806650E+00, 0.000000E+00)
SPECTRAL TABLE : "SLV-orizzontale"

MODAL EXCITATION

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	6.034437E-02	7.871423E+02	1.568597E+00	57.604
2	1.660000E-01	6.749896E+02	1.191856E-01	42.359
3	1.660000E-01	1.463392E+01	1.776701E-03	0.020
4	1.648581E-01	2.736194E+00	2.105573E-04	0.001
5	1.511570E-01	2.998990E+00	1.357712E-04	0.001
6	1.435728E-01	9.142941E+00	2.924678E-04	0.008
7	1.398591E-01	1.352903E+00	3.583271E-05	0.000
8	1.330362E-01	2.799424E-01	5.029149E-06	0.000
9	1.267059E-01	3.986725E+00	4.688779E-05	0.001
10	1.241415E-01	1.014327E+00	9.817317E-06	0.000

TOTAL MASS PARTICIPATION 99.994%

Modal Response Results...

Maximum Response Results Using CQC Combination...

TOTAL CPU TIME : 0.484 Seconds

Solution completed on 09/10/2018 at 17:20:30

Solution time: 1 Second

SUMMARY OF MESSAGES

Number of Notes : 0

Number of Warnings : 0

Number of Errors : 0