

Comune di Pogliano Milanese (MI)
Lavori di ristrutturazione ed ampliamento della palestra scolastica
Scuola primaria don Lorenzo Milani - via Dante

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE LOTTO I
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	4
1.1. OGGETTO E SCOPI	4
1.2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ESISTENTE E CRITERI DI INTERVENTO PER I LOTTI I E II.....	5
1.3. OPERE STRUTTURALI PREVISTE A PROGETTO PER IL LOTTO I.....	5
1.4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
2. IPOTESI DI CALCOLO E MODALITA' DI VERIFICA	12
2.1. MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO.....	12
2.2. TERRENO DI FONDAZIONE	12
2.3. ANALISI DEI CARICHI	14
2.4. AZIONE SISMICA.....	16
2.4.1 <i>Classificazione della struttura e periodo di riferimento.....</i>	<i>16</i>
2.4.2 <i>Classificazione sismica del sito.....</i>	<i>17</i>
2.4.3 <i>Modalità di applicazione dell'azione sismica.....</i>	<i>17</i>
2.5. COMBINAZIONI DI CARICO E MASSA PARTECIPANTE	18
2.5.1 <i>Combinazioni di carico in assenza di sisma</i>	<i>18</i>
2.5.2 <i>Combinazioni di carico in situazione sismica</i>	<i>18</i>
2.5.3 <i>Masse per azioni sismiche.....</i>	<i>18</i>
2.6. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI E VALIDAZIONE DEI MODELLI.....	20
3. VERIFICHE CONDOTTE	21
3.1. SOLAIO DI COPERTURA	21
3.1.1 <i>Calcolo delle azioni sollecitanti per lo sbalzo.....</i>	<i>22</i>
3.1.2 <i>Verifica a flessione dello sbalzo</i>	<i>23</i>
3.1.3 <i>Verifica a taglio dello sbalzo.....</i>	<i>24</i>
3.1.4 <i>Calcolo delle azioni sollecitanti per la striscia unitaria di solaio.....</i>	<i>25</i>
3.1.5 <i>Verifica a flessione del solaio in latero-cemento, momento flettente positivo</i>	<i>27</i>
3.1.6 <i>Verifica a taglio del solaio in latero-cemento.....</i>	<i>28</i>
3.2. VELETTE SUI LATI MINORI	29
3.2.1 <i>Calcolo delle azioni sollecitanti.....</i>	<i>30</i>
3.2.2 <i>Verifica a flessione</i>	<i>32</i>
3.2.3 <i>Verifica a taglio.....</i>	<i>33</i>
3.3. TRAVI DI COPERTURA T5 - SEZIONE 120X30	34
3.3.1 <i>Calcolo delle azioni sollecitanti.....</i>	<i>34</i>
3.3.2 <i>Verifica a flessione, momento flettente positivo</i>	<i>37</i>

3.3.3	Verifica a flessione, momento flettente negativo.....	38
3.3.4	Verifica a taglio.....	39
3.4.	TRAVI DI COPERTURA T3 E T4 - SEZIONE 120X30	40
3.4.1	Calcolo delle azioni sollecitanti.....	40
3.4.2	Verifica a flessione, momento flettente positivo	43
3.4.3	Verifica a flessione, momento flettente negativo.....	44
3.4.4	Verifica a taglio.....	45
3.5.	TRAVE DI COPERTURA T6 - SEZIONE 75X30	46
3.5.1	Calcolo delle azioni sollecitanti.....	46
3.5.2	Verifica a flessione, momento flettente positivo	49
3.5.3	Verifica a flessione, momento flettente negativo.....	50
3.5.4	Verifica a taglio.....	51
3.6.	PILASTRI.....	52
3.6.1	Calcolo delle azioni sollecitanti.....	52
3.6.2	Verifica a pressoflessione.....	54
3.6.3	Verifica a taglio.....	56
3.6.4	Verifica della snellezza limite	57
3.7.	FONDAZIONI.....	59
3.7.1	Verifiche della portata del terreno e a scorrimento.....	59
3.7.2	Verifica del plinto di fondazione a flessione	74
3.8.	CONSIDERAZIONI SUGLI SPOSTAMENTI ALLO SLV.....	75
4.	CONCLUSIONI	78

1. INTRODUZIONE

1.1. Oggetto e scopi

Nella presente relazione sono illustrati i criteri di calcolo e le principali verifiche per il dimensionamento delle strutture realizzate per l'ampliamento del fabbricato esistente della palestra della Scuola Primaria don Lorenzo Milani nel Comune di Pogliano Milanese, in riferimento al **lotto I**. Per le verifiche si adotta il metodo agli Stati Limite.

L'intervento sull'intero edificio è suddiviso in diverse fasi, dal punto di vista strutturale quelle attualmente di interesse, che attengono al vero e proprio ampliamento della palestra sono:

Lotto I: allungamento sul lato Sud, verso Via N. Sauro, dell'ambiente adibito a palestra, con la realizzazione di altre due campate con struttura analoga a quella esistente;

Lotto II: ampliamento sul lato Ovest, verso il corpo principale della scuola, dell'ambiente adibito a palestra, con la realizzazione di una pensilina in c.a. destinata ad accogliere una piccola tribuna.

A questi si aggiunge il **lotto III** nel quale è prevista la realizzazione di un soppalco nella zona adiacente all'ingresso verso il corpo principale della scuola. Il **lotto IV** non presenta opere con valenza strutturale.



Figura 1 - Localizzazione dell'edificio oggetto di intervento [<http://www.bing.com/maps>].

1.2. Descrizione dell'edificio esistente e criteri di intervento per i lotti I e II

Il fabbricato esistente della palestra della Scuola Primaria don Lorenzo Milani nel Comune di Pogliano Milanese, edificato a metà degli anni '60, presenta un solo piano (a livello del cortile), fatta eccezione per la porzione verso Nord caratterizzata da alcuni locali interrati.

La struttura, interamente realizzata in c.a., è costituita da una copertura piana realizzata mediante un solaio a travetti in latero-cemento poggiante su un graticcio di travi ribassate, a sua volta impostato su pilastri rettangolari. La copertura è suddivisa in due aree collocate a quote differenti, ma realizzate con le medesime modalità: la porzione verso Sud, più vicina a Via N. Sauro, è posta ad una quota più alta e corrisponde all'ambiente vero e proprio della palestra, la porzione verso Nord, posta ad una quota più bassa, ospita gli spogliatoi e i locali di servizio. I solai di copertura sono orlati da una trave di gronda ribassata (veletta) che interessa l'intero perimetro della copertura.

Gli interventi di ampliamento della palestra ricadenti nei lotti I e II, implicano la rimozione di alcuni tamponamenti esterni oggi presenti lungo i fronti Sud e Ovest, ma non coinvolgono in alcun modo la struttura esistente che rimane invariata. Gli interventi dei lotti I e II sono progettati in modo che, i manufatti risultino strutturalmente disgiunti dall'esistente, sebbene dal punto di vista architettonico concorrano all'ampliamento dello stesso ambiente.

L'ampliamento sul lato Sud (lotto I), verso Via N. Sauro, è ottenuto accostando la porzione di nuova formazione all'esistente predisponendo un'adequata discontinuità strutturale a livello della soletta di copertura, con una coerente disposizione della relativa finitura edilizia.

Per quanto riguarda la pensilina sul lato Ovest (lotto II), verso il corpo principale della scuola, la scelta di mantenere tale struttura staccata dal corpo esistente della palestra è suggerita anche dal fatto che essa è caratterizzata da una quota della copertura decisamente più bassa rispetto all'edificio adiacente, dunque un eventuale collegamento potrebbe dimostrarsi inefficace e finanche peggiorativo della situazione esistente, introducendo un'asimmetria nella struttura.

1.3. Opere strutturali previste a progetto per il lotto I

L'ampliamento della palestra afferente al lotto I è costituito da una struttura in c.a. accostata all'esistente ma indipendente da questa, realizzata riprendendo lo schema architettonico e, ove possibile, le dimensioni geometriche degli elementi originari. La porzione in elevazione presenta una pianta rettangolare di dimensioni pari a 1882 cm e 810 cm.

L'ampliamento è caratterizzato da una copertura realizzata con un solaio in latero-cemento (h 20+5 cm). Il perimetro del solaio è orlato con una veletta in c.a. di spessore e altezza pari rispettivamente a 15 cm e 135 cm, che mutua l'esistente. Il piano di copertura è impostato su un graticcio di travi di sezione rettangolare con dimensioni di 30x120 cm (elementi T3, T4, T5), la trave adiacente alla veletta sud del corpo esistente presenta dimensioni di 30x75 cm (elemento T6).

Le travi sono sorrette da quattro pilastri rettangolari di sezione 40x45 cm (elementi P1) vincolati alle sottostanti fondazioni a plinto con cordolo rialzato. I pilastri presentano altezza netta libera, misurata dall'estradosso del cordolo rialzato delle fondazioni all'intradosso delle travi ribassate, pari a 565 cm. I plinti di fondazione, accoppiati lungo i lati corti, presentano larghezza pari a 250 cm e spessore pari a 50 cm ognuno, il cordolo si eleva dall'estradosso del plinto per ulteriori 50 cm per una larghezza di 50 cm. I plinti sono collegati parallelamente alla dimensione maggiore da un cordolo che funge da base per la muratura perimetrale di nuova formazione sul fronte Sud.

1.4. Normative di riferimento

Le verifiche sono svolte in accordo alle seguenti normative:

- Legge 05/11/1971 n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale, precompresso ed a struttura metallica.
- Legge 02/02/1974, n. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).
- Circolare 02/02/2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.
- UNI EN 1992-1-1:2005 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. La norma è integrata con la relativa Appendice nazionale, approvata con D.M. 31/07/2012, n. 21.
- Delibera Giunta Regionale 11/07/2014 n. X/2129 – Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia.

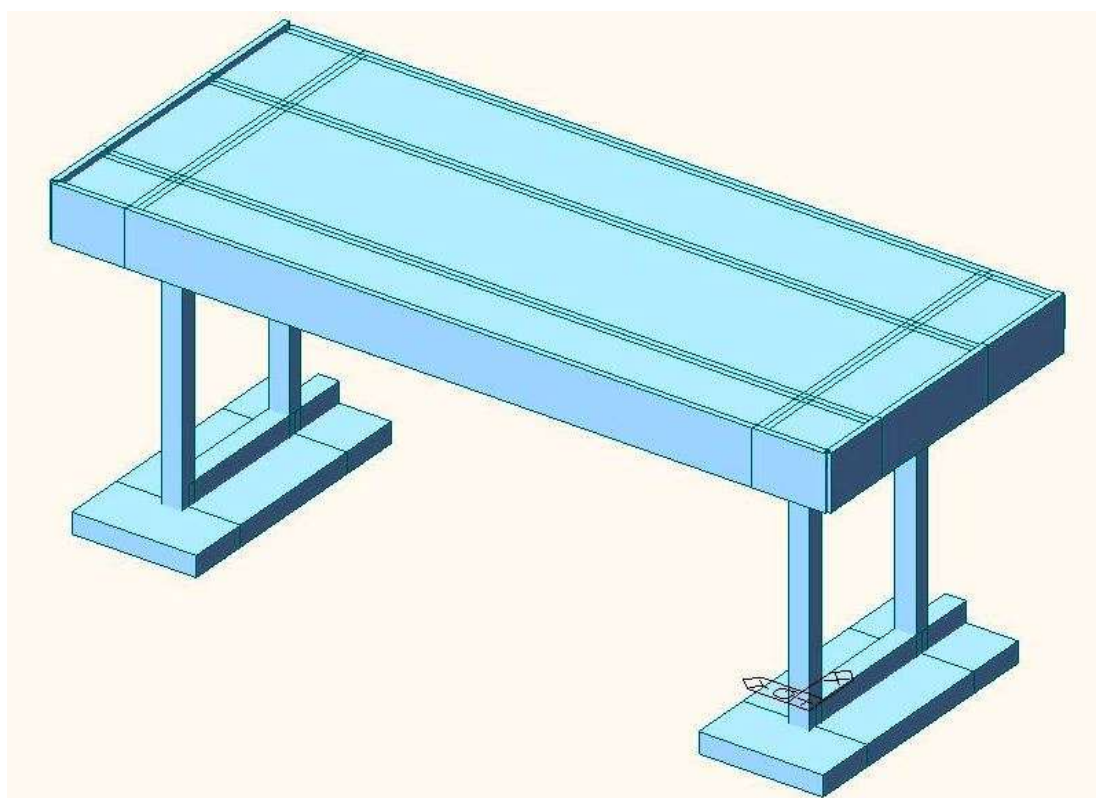


Figura 2 - Vista tridimensionale della struttura con sistema di riferimento globale (X,Y).

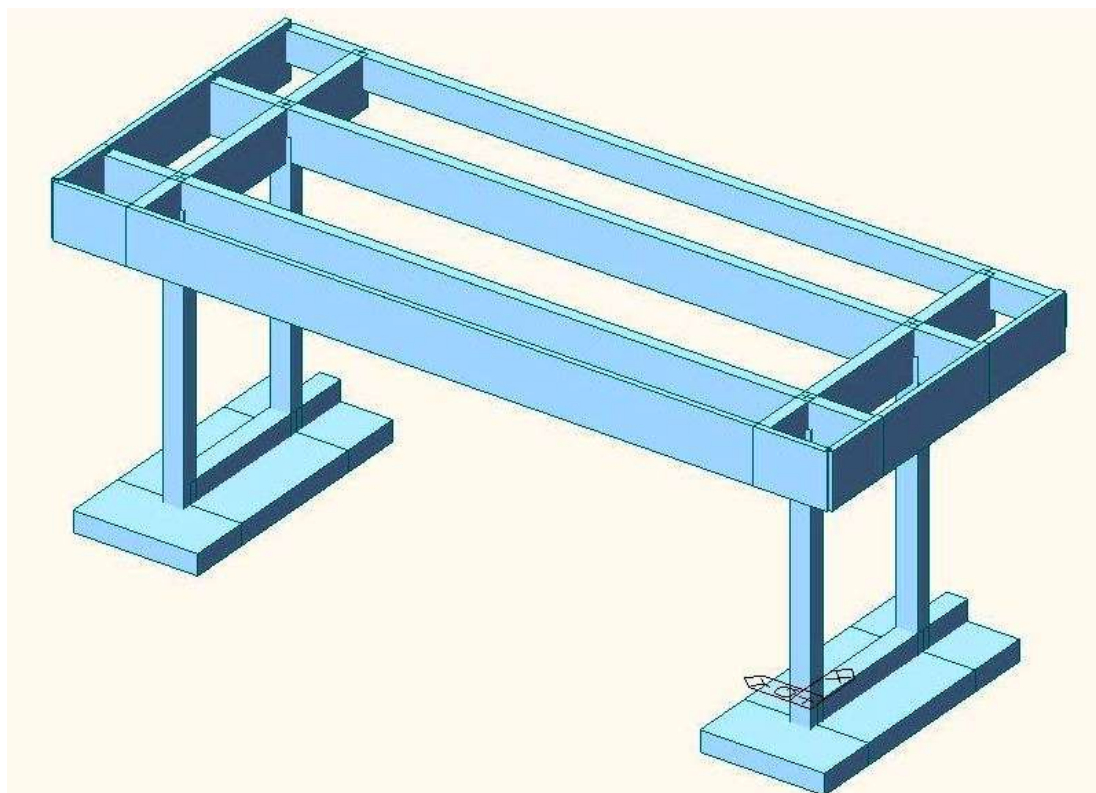


Figura 3 - Vista tridimensionale della struttura con sistema di riferimento globale (X,Y).

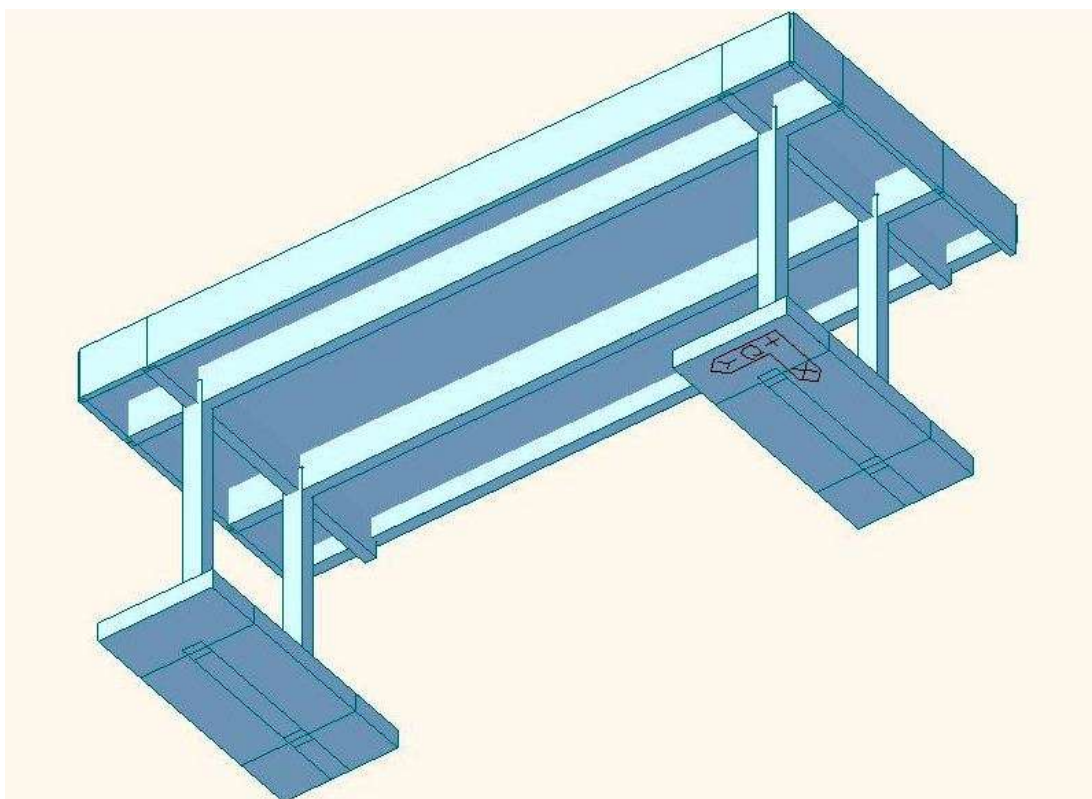


Figura 4 - Vista tridimensionale della struttura con sistema di riferimento globale (X,Y).

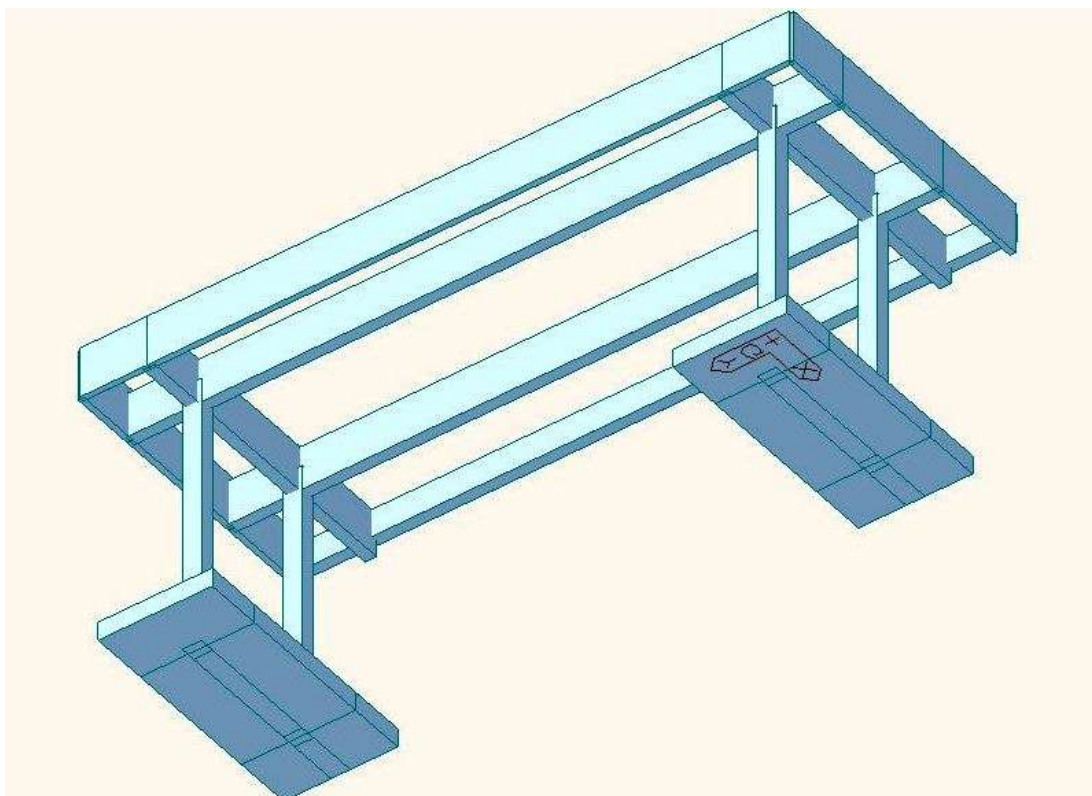


Figura 5 - Vista tridimensionale della struttura con sistema di riferimento globale (X,Y).

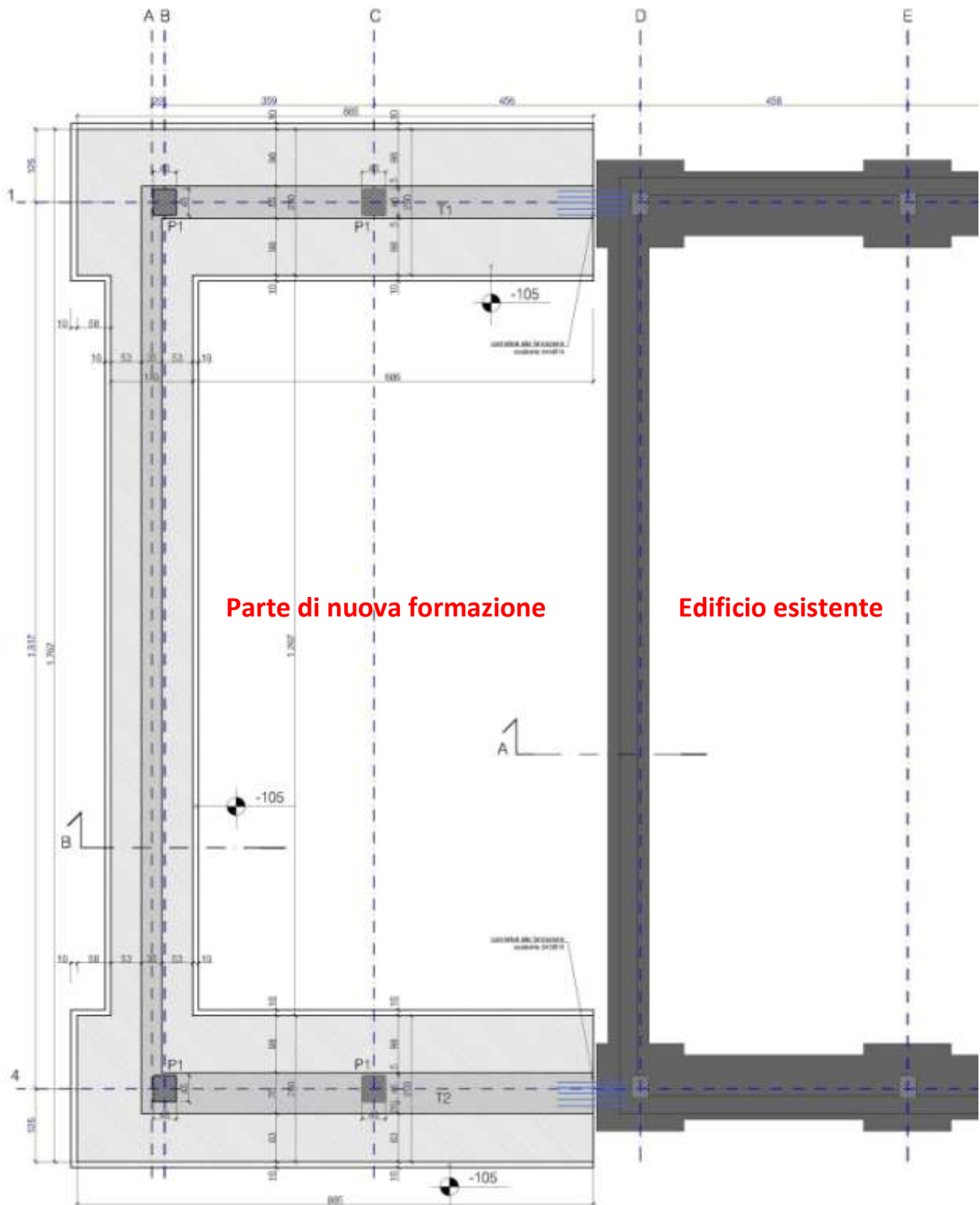


Figura 6 - Stralcio della pianta delle fondazioni (tavola S01).

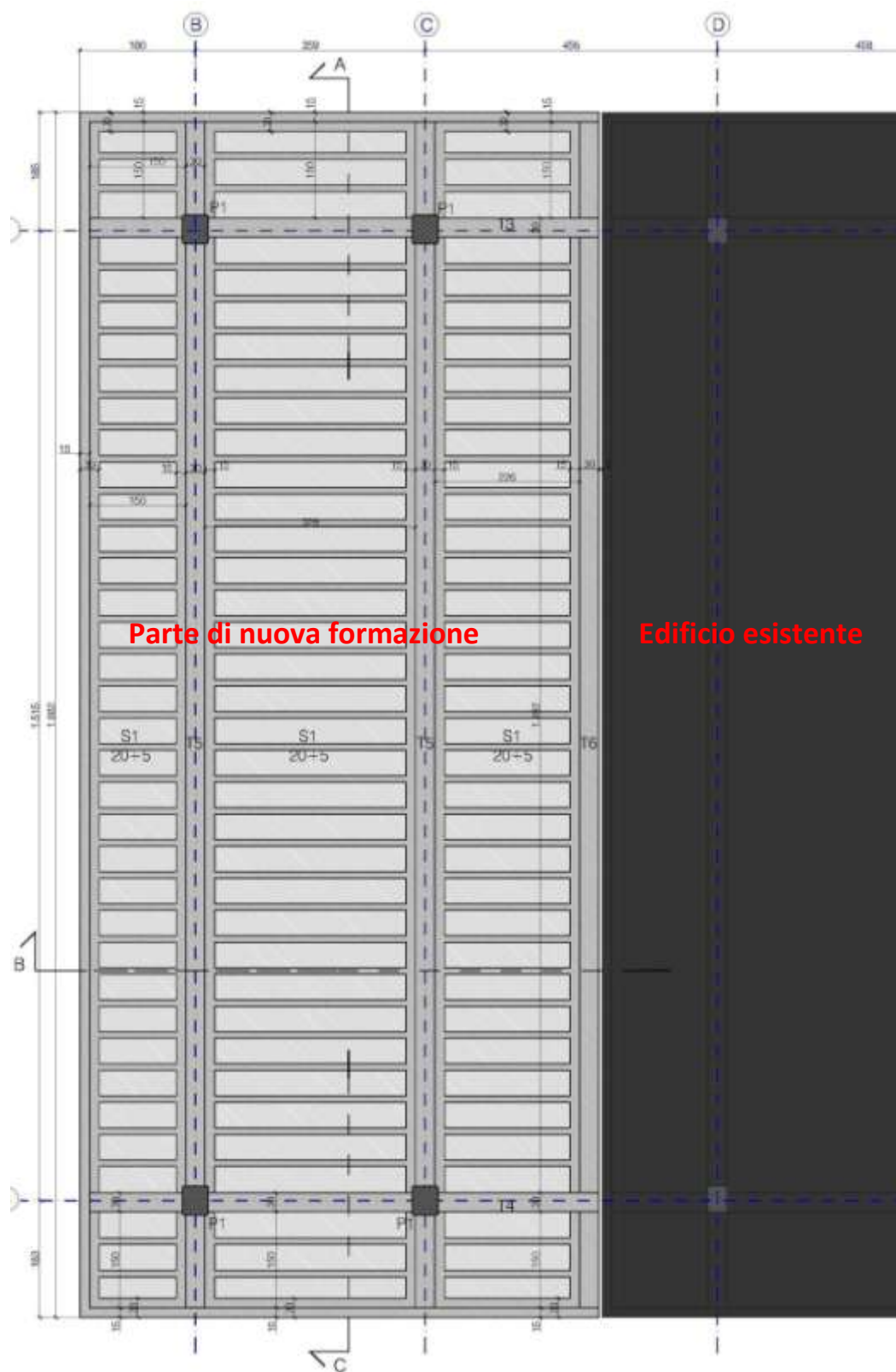


Figura 7 - Stralcio della vista speculare della copertura (tavola S03).

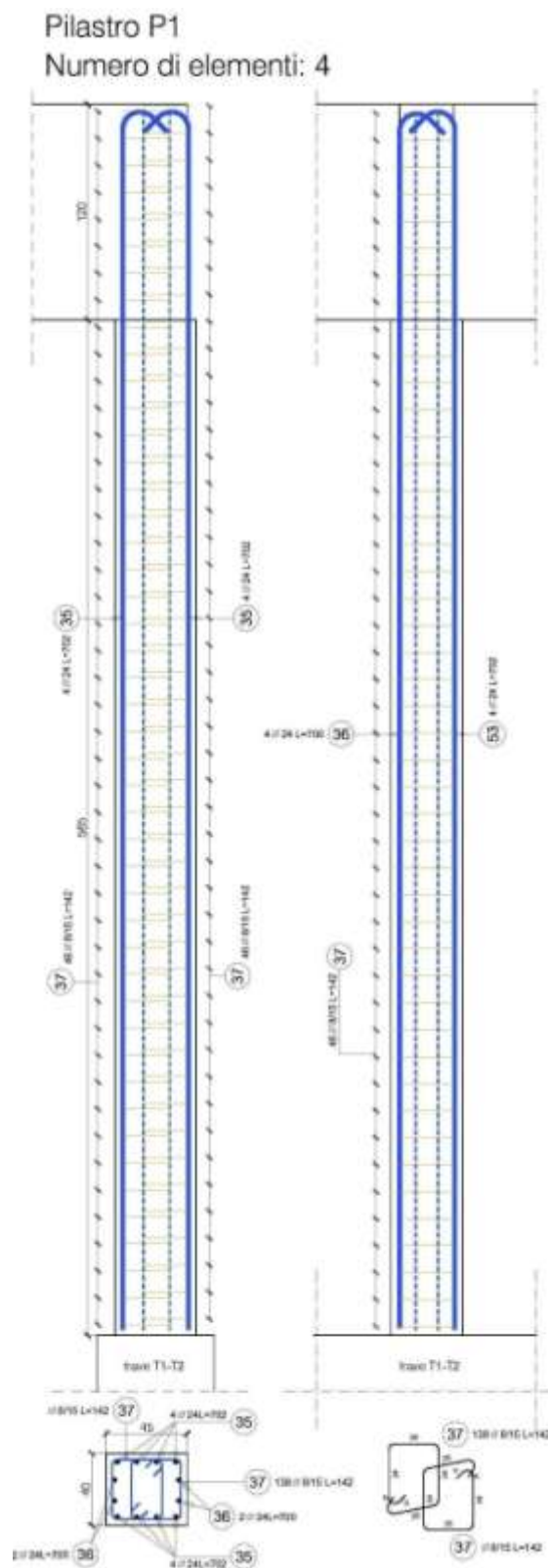


Figura 8 - Pilastri P1 (tavola S03).

2. IPOTESI DI CALCOLO E MODALITA' DI VERIFICA

2.1. Materiali e resistenze di calcolo

Per la realizzazione degli elementi strutturali, si utilizzano i seguenti materiali:

- Calcestruzzo per fondazioni e elementi della copertura, C25/30**

Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto $f_{cd} = 1.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.85 \cdot \frac{25}{1.5} = 30.8 \text{ MPa}$

- Calcestruzzo per pilastri, C32/40**

Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto $f_{cd} = 1.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.85 \cdot \frac{32}{1.5} = 39.5 \text{ MPa}$

- Acciaio armature, B450C**

Resistenza caratteristica a trazione $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto $f_{cd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$

2.2. Terreno di fondazione

I valori dei parametri geotecnici assunti per il dimensionamento delle strutture di fondazione sono dedotti della "Relazione tecnica generale e relazione di calcolo fossa ascensore scuola elementare", di cui si riporta un estratto (Tabella 1). I documenti sono allegati alla Delibera 6c n° 70 del 16/06/2008.

TERRENI										
N	Descrizione	Tipo	Peso Unitario Volume	Angolo di Attrito	Coesione	Ed	Costante di sottofondo			
			(kN/m³)	(°)	(kN/m²)		X	Y	Z	σ ₁
031	Sabbia argillosa mediamente consolidata	-	18,000	32	0,00	25	60	80	200	2,25

LEGENDA Terreni	
N	Numero identificativo del terreno.
Tipo	Nel caso di effettuazione dei calcoli secondo l'Ordinanza 1274/03 e s.m., è la categoria di appartenenza del suolo di fondazione secondo la classificazione proposta nell'Allegato II dell'Ordinanza stessa: [A] = Formazioni litide o suoli omogenei molto rigidi; [B] = Depositi di sabbie e ghiaie molto sabbiose o argille molto consistenti; [C] = Depositi di sabbie e ghiaie mediamente sabbiose, o di argille di media consistenza; [D] = Depositi di terreni granulari da sabbie a gravi sabbiosi oppure costituiti da sabbie a mediamente consistenti; [E] = Profili di terreno costituiti da strati superficiali alternati; [F] = Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argilla/limo di bassa consistenza; [G] = Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensibili, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.
Ed	Modulo elastico.
Costante di sottofondo	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X, Y, e Z.
σ ₁	Tensione di compressione ammissibile per il terreno.
σ _{1,ult}	Tensione di compressione consentita per il terreno allo Stato Limite Ultimo.

Tabella 1 - Caratteristiche del terreno, estratto dalla relazione di calcolo della fossa ascensore.

In particolare nella tabella precedente è indicato per l'angolo di attrito interno il valore $\phi = 32^\circ$ e per la densità del terreno il valore di $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

2.2a NTC 4.1.13-EC2 EN par. 4.4.1 Resistenza al fuoco

Il copriferro minimo di tutte le armature d'acciaio deve essere assicurato per garantire:

- la corretta trasmissione delle forze di aderenza
- la protezione dell'acciaio contro la corrosione(durabilità)
- un'adeguata resistenza al fuoco delle strutture
- $c_{min} = \max\{c_{min,b}; (c_{min,dur} - D_{cdur,add}); 10mm\}$
- $c_{nom} = \max\{(c_{min} + D_c); 20mm\}$

Dato che i valori $D_{cdur,add}=0$, per $F \leq 32$ $c_{min,b}$ =diametro barra, $c_{min,dur}$ dalla tabella in base alla classe di aggressione dell'ambiente(Prospetto 4.4 da EN 1992-1-1:Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$,requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080)

I requisiti di copriferro per la durabilità non risultano mai critici per travi,pilastrini,nuclei interni protetti dall'ambiente esterno da 10mm di intonaco, e per le armature superiori solette piene e travi, protette dal sottofondo e dal pavimento. Lo spessore del copriferro minimo in questi casi è dettato dal rispetto delle condizioni di aderenza.

Quindi per aderenza si avrebbe un copriferro di 15 mm, per durabilità da tabella di 25 mm, si tiene per tutte le strutture un copriferro minimo di 30 mm.

In relazione al D.M. 16/02/2007(Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione) la tabella D.6.3 per pareti portanti in c.a. richiede per una resistenza R60 ,esposizione su due lati, uno spessore di 140 mm e una distanza dall'asse delle armature alla superficie esposta di 10 mm, in progetto si ha uno spessore di 30 mm/40 mm e distanza dall'asse delle armature alla superficie esposta maggiore di 35mm/45 mm(R90).

2.3. Analisi dei carichi

Si riportano i valori caratteristici dei carichi per unità di superficie applicati alla struttura della copertura, distinguendo tra carichi permanenti (G), suddivisi in permanenti strutturali (G_1) e permanenti portati (G_2), e variabili (Q).

- Permanenti strutturali (G_1)**

Solaio in latero-cemento, (h 20 + 5 cm): $G_1 = 3.20 \text{ kN/m}^2$

- Permanenti portati (G_2)**

I permanenti portati si riferiscono al massetto per le pendenze e all'impermeabilizzazione.

Permanenti portati: $G_2 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

- Variabili - carico della neve (Q_s)**

Il carico della neve è pari a 1.20 kN/m^2 , come illustrato dalla tabella seguente:

Località POGLIANO MILANESE			
quota sito	164	m s.l.m.	(par. 3.4 DM 14/01/2008)
zona	I - Mediterr		quota del sito considerato sul livello del mare
	↓↓↓↓		(par. 3.4.2 DM 14/01/2008)
q_{sk}	1.50	kN/m^2	valore caratteristico del carico della neve al suolo (per $T_R = 50$ anni)
T_R	50	anni	Periodo di ritorno, per costruzione ordinaria $T_R = 50$ anni
	↓↓↓↓		
b_R	1.000	---	parametro amplificativo / riduttivo della pressione in funzione di T_R
$q_{sk}(T_R)$	1.50	kN/m^2	relazione D.1 dell'Appendice D di UNI EN 1991-1-3:2004 pressione di riferimento $q_{sk} = q_{sk}(T_R) = q_{sk} \cdot b_R$
μ_i	0.80	---	coefficiente di forma (punto 3.4.5 DM 14/01/2008)
C_E	1.0	---	coefficiente di esposizione (punto 3.4.3 DM 14/01/2008)
C_t	1.0	---	coefficiente termico (punto 3.4.4 DM 14/01/2008)
	↓↓↓↓		
q_s	1.20	kN/m^2	carico della neve

Tabella 2 - Calcolo del carico associato alla neve.

In via cautelativa, tale valore viene amplificato nelle verifiche di sicurezza a 1.60 kN/m^2 per tenere conto dell'accessibilità occasionale per manutenzione.

• Variabili - pressione del vento (Q_w)

La pressione del vento per il sito in esame è pari a 0.60 kN/m^2 , come illustrato dal prospetto seguente. E' stato assunto un coefficiente aerodinamico (c_p) pari a 0.80, indicato dal punto C3.3.10.1 delle Istruzioni al D.M. 14/01/2008 per gli elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$; la quota di calcolo corrisponde alla sommità dell'edificio dal piano campagna (7.00 m).

Località	POGLIANO MILANESE		
	↓↓↓↓		(par. 3.3 DM 14/01/2008)
quota sito	164	m s.l.m.	quota del sito considerato sul livello del mare
zona	1		(tabella 3.3.I DM 14/01/2008)
CdiR	B		classe di rugosità (tabella 3.3.III DM 14/01/2008)
	↓↓↓↓		
CdiE	III		categorie di esposizione del sito (figura 3.3.2 DM 14/01/2008)
k_r	0.20	---	fattore di terreno (tabella 3.3.II DM 14/01/2008)
z_0	0.10	m	lunghezza di rugosità (tabella 3.3.II DM 14/01/2008)
z_{min}	5	m	altezza minima (tabella 3.3.II DM 14/01/2008)
$v_{b,0}$	25	m/s	velocità base di riferimento al livello del mare (tabella 3.3.I DM 14/01/2008)
a_0	1000	m	parametro che caratterizza la zona di costruzione (tabella 3.3.I DM 14/01/2008)
k_a	0.010	---	parametro che caratterizza la zona di costruzione (tabella 3.3.I DM 14/01/2008)
	↓↓↓↓		
v_b	25.0	m/s	velocità base di riferimento (par. 3.3.2 D.M. 14/01/2008)
T_R	50	anni	per costruzione ordinaria 50 anni
	↓↓↓↓		
α_R	1.000	---	parametro amplificativo / riduttivo in funzione del periodo di ritorno (C3.3.2 Istr.)
v_r	25.0	m/s	velocità di progetto di riferimento $v_r = v_r(T_R) = v_b \cdot \alpha_R$
r	1.25	kg/m^3	densità dell'aria (valore assunto convenzionalmente)
	↓↓↓↓		
q_b	390.6	Pa	pressione di progetto di riferimento $q_b = 0.5 \cdot v_r^2 \cdot r$
c_t	1.0	---	coeff. di topografia (punto 3.3.7 DM 14/01/2008)
c_p	0.8	---	coeff. aerodinamico complessivo (punto 3.3.4 DM 14/01/2008 e C3.3.10 Istr.)
c_d	1.0	---	coeff. dinamico (punto 3.3.8 DM 14/01/2008)
z	7.00	m	quota di interesse per il calcolo della pressione del vento
z_{calc}	7.00	m	quota di calcolo
z_{calc}/z_0	70	---	
$\ln(z_{calc}/z_0)$	4.248	---	
$c_e(z)$	1.912	---	coefficiente di esposizione
	↓↓↓↓		
$p(z)$	0.60	kN/m^2	pressione del vento (alla quota di calcolo)

Tabella 3 - Calcolo della pressione associata al vento.

A questi carichi si aggiungono:

- Il peso proprio degli elementi strutturali (G_1), valutato in automatico dal programma di calcolo utilizzato per il modello globale.
- Il carico della veletta in c.a. sul perimetro del solaio di copertura (G_1), posto pari a:

$$G_{1,vel} = (0.15 \text{ m} \cdot 1.35 \text{ m}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 5.06 \text{ kN/m}$$

2.4. Azione sismica

2.4.1 Classificazione della struttura e periodo di riferimento

L'edificio rientra nella **tipologia 2** prevista dal D.M. 14/01/2008 al par. 2.4.1 (*"opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale"*), pertanto la sua **vita nominale (V_N)** è pari a **50 anni**.

Alla struttura, inoltre, viene attribuita la **classe d'uso III**, trattandosi della palestra di una scuola (*"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi"*), in accordo al D.M. 14/01/2008 al par. 2.4.2: il **coefficiente d'uso (C_U)** assume pertanto valore **1.5**.

Si ottiene quindi che il **periodo di riferimento (V_R)** per l'azione sismica risulta pari a:

$$V_R = \frac{V_N}{C_U} = \frac{50}{1.5} = 33.33 \text{ anni} \quad (\text{par. 2.4.3 D.M. 14/01/2008})$$



Figura 9 - Localizzazione e coordinate del sito [fonte Google Earth].

2.4.2 Classificazione sismica del sito

Con la D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129, di recentissima adozione, è stata aggiornata la classificazione sismica del territorio regionale: numerosi Comuni, in base all'accelerazione massima di picco al suolo (AgMax), sono stati interessati dal passaggio ad una zona sismica più severa. Il Comune di Pogliano Milanese ha invece conservato la classificazione in zona 4, che corrisponde ad una pericolosità sismica molto bassa (AgMax = 0.041 g).

2.4.3 Modalità di applicazione dell'azione sismica

Visto che, come detto, il Comune di Pogliano Milanese ricade in zona 4 anche nella classificazione sismica regionale di recentissima adozione, è possibile effettuare il dimensionamento per le azioni sismiche ricorrendo al metodo semplificato agli Stati Limite indicato all'inizio del cap. 7 del D.M. 14/01/2008 (denominato "Metodo 2" al paragrafo C7 delle Istruzioni al suddetto Decreto), applicabile a tutti i tipi di costruzione e di classe d'uso:

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- *i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6 [come precisato dalle Istruzioni "gli orizzontamenti debbono essere assimilabili a diaframmi rigidi" n.d.r.];*
- *gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;*
- *le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel §3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0,07g$ per tutte le tipologie.*

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

Poiché nel caso in esame la struttura è caratterizzata da un solo piano, l'espressione (7.3.6) con $S_d(T_1) = 0,07g$ è semplicemente riconducibile all'applicazione in corrispondenza della copertura di un'azione orizzontale pari al 7% dei carichi verticali agenti sulla stessa in combinazione sismica, posta separatamente nelle due direzioni principali X e Y (individuata da Figura 2 a Figura 5).

In ciascuna delle due direzioni X e Y, il sistema sismoresistente è realizzato dai telai costituiti dai pilastri e dalle travi ribassate, collegati anche dall'impalcato di copertura. In fase realizzativa si avrà cura che i tamponamenti perimetrali esterni siano realizzati in modo da non interferire con la rigidità dei pilastri, evitando così che in situazione sismica possano verificarsi su alcuni elementi verticali deleteri effetti di "pilastro corto". Le velle che orlano il solaio sono considerate elementi "secondari" che non partecipano al sistema sismoresistente, esse comunque contribuiscono ad irrigidire il piano di copertura.

Nel caso in esame, essendo presenti due colonne per ciascun telaio, l'espressione (7.3.7), che tiene conto degli effetti torsionali accidentali, si traduce nell'amplificare le azioni sollecitanti dovute

all'azione orizzontale sismica precedentemente definita per un fattore pari a 1.30. Incremento comunque particolarmente cautelativo per la struttura in oggetto poiché, come indicato nel seguito (par. 2.5.2), in combinazione sismica i carichi da considerare coincidono esclusivamente con i permanenti (strutturali e portati), che non sono soggetti a variazioni di distribuzione tali da determinare sensibili effetti di eccentricità accidentale.

2.5. Combinazioni di carico e massa partecipante

Le combinazioni di carico utilizzate nella verifica della struttura sono ottenute in accordo al punto 2.5 del D.M. 14/01/2008.

2.5.1 Combinazioni di carico in assenza di sisma

Le combinazioni di carico per la verifica della stabilità della struttura nei riguardi delle azioni in assenza di sisma allo Stato Limite Ultimo (SLU) sono espresse dalla seguente relazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (\text{D.M. 14/01/2008, par. 2.5.3})$$

I coefficienti parziali per le verifiche allo SLU (γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Q1} , γ_{Q2} , ...) sono assunti in accordo alla Tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008.

I coefficienti di combinazione (ψ_{0j}) sono assunti in accordo alla Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008.

2.5.2 Combinazioni di carico in situazione sismica

Le combinazioni di carico per la verifica della stabilità della struttura nei riguardi delle azioni sismiche (E) allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è espressa dalla seguente relazione:

$$E + i_1 + i_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{2j} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (\text{D.M. 14/01/2008, par. 2.5.3})$$

I coefficienti di combinazione (ψ_{2j}) sono assunti in accordo alla Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008, in particolare, nel caso in esame, non viene considerato alcun contributo della neve in copertura in condizioni sismiche poiché il sito si trova ad un'altitudine inferiore a 1000 m s.l.m.. Pertanto i carichi agenti si riducono ai soli permanenti.

2.5.3 Masse per azioni sismiche

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

$$G_1 + i_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (\text{D.M. 14/01/2008, par. 3.2.4})$$

I coefficienti di combinazione sono i medesimi utilizzati per i carichi. In situazione sismica, le masse da considerare si riducono ai soli permanenti.

La tabella seguente mostra le combinazioni di carico significative per la struttura in esame utilizzate per le verifiche locali e globali, le direzioni di riferimento sono riportate da Figura 2 a Figura 5.

	G_1 (perm. strutturali)	G_2 (perm. portati)	Q_s (neve)	SISMA +X	SISMA +Y	
1) SLU	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	Combinazione carichi gravitazionali allo Stato Limite Ultimo
2) ST_SISMA	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	Combinazione carichi gravitazionali in presenza di sisma
3) SISMA+X_AMP	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	Sisma in direzione + X, con amplificazione per eccentricità (1.3)
4) SISMA-X_AMP	1.00	1.00	0.00	-1.30	0.00	Sisma in direzione - X, con amplificazione per eccentricità (1.3)
5) SISMA+Y_AMP	1.00	1.00	0.00	0.00	1.30	Sisma in direzione + Y, con amplificazione per eccentricità (1.3)
6) SISMA-Y_AMP	1.00	1.00	0.00	0.00	-1.30	Sisma in direzione - Y, con amplificazione per eccentricità (1.3)

Tabella 4 - Combinazioni di carico considerate.

Come si può osservare dalla tabella precedente, non compare il vento: l'azione orizzontale risultante associata a quest'ultimo è inferiore al sisma e le due forzanti non sono da cumulare, pertanto le verifiche condotte in presenza di terremoto sull'intera struttura assolvono anche alle verifiche in presenza di vento.

La risultante orizzontale delle azioni sismiche applicata a livello della copertura è ottenuta, come detto, considerando il 7% dei permanenti ivi presenti ($W = G_1 + G_2$) ed è caratterizzata dal medesimo valore in entrambe le direzioni principali X e Y:

$$F_{\text{sisma}} = 0.07 \cdot W = 105.9 \text{ kN}$$

La risultante del vento in direzione X, caratterizzata dalla superficie investita più grande, può essere cautelativamente stimata moltiplicando il valore massimo della pressione a livello della copertura (p) per l'area del fronte Ovest della palestra di nuova formazione ($B \cdot H$), ulteriormente amplificato per il coefficiente allo SLU, considerando il vento come carico principale ($\gamma_{Q1} = 1.50$):

$$F_{\text{vento}} = p \cdot B \cdot H \cdot \gamma_{Q1} = 0.60 \text{ kN/m}^2 \cdot 15.60 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 1.50 = 63 \text{ kN} \cdot 1.50 = 98.3 \text{ kN} < F_{\text{sisma}}$$

Si noti che la risultante associata al sisma indicata (F_{sisma}) risulta maggiore della risultante del vento (F_{vento}) pur non essendo stata ancora amplificata per il coefficiente che tiene conto degli effetti di eccentricità accidentale, pari a 1.30. Operando tale incremento, il taglio totale alla base della struttura associato al terremoto in entrambe le direzioni risulta pari a 143.7 kN.

2.6. Programmi di calcolo utilizzati e validazione dei modelli

Per l'analisi strutturale, oltre ad appositi fogli di calcolo implementati dallo scrivente, sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo, per realizzare di modelli globali e parziali della struttura, per condurre verifiche degli elementi in c.a. e delle fondazioni:

- Analisi strutturale e calcolo delle sollecitazioni

Software a elementi finiti MIDAS Gen 2012 (vers. 3.1 release 24/09/2012).

- Calcolo delle sollecitazioni di solai e travi

Software 1Camp - Trave ad una campata (vers. 5.4 del 24/09/2006), del prof. Piero Gelfi - Università degli Studi di Brescia.

Software Trave continua (vers. 7.4 del 11/10/2009), del prof. Piero Gelfi - Università degli Studi di Brescia.

- Verifica delle sezioni in c.a.

Software VcaSlu (vers. 7.1 del 06/01/2009), del prof. Piero Gelfi - Università degli Studi di Brescia.

- Verifiche geotecniche

Fogli di calcolo allegati al testo *"Progetti e calcolo di geotecnica con Excel"*, degli Ingegneri Marco Mancina, Roberto Nori e Pia Iasiello, ed. DEI, terza edizione del 2010.

Sui modelli di calcolo realizzati sono stati condotti controlli al fine di verificare la correttezza globale della schematizzazione effettuata, anche in ottemperanza al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 *"analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo"*.

Con particolare riferimento al modello completo della struttura, si è verificato innanzi tutto che il programma utilizzato per l'analisi strutturale (Midas Gen), di consolidata validità e di diffuso utilizzo, non segnalasse labilità o problematiche di sorta nella modellazione geometrica e nel posizionamento dei vincoli. Si è poi verificato che le risultanti dei singoli casi di carico applicati (aggiunti ai pesi degli elementi strutturali modellati che sono calcolati in automatico dal software) e delle combinazioni considerate fossero effettivamente coerenti con i carichi specifici dichiarati (e riportati nella presente relazione) e che la massa in condizione sismica vi corrispondesse, secondo calcoli svolti autonomamente rispetto alle grandezze fornite dal programma di calcolo.

3. VERIFICHE CONDOTTE

Nel presente capitolo sono riportate le più significative verifiche degli elementi strutturali condotte allo Stato Limite Ultimo, al fine di dimostrare l'adeguatezza del dimensionamento condotto, in particolare:

- Solaio di copertura (par. 3.1).
- Vele elette sui lati (par. 3.2).
- Travi di copertura T5 - sezione 120x30 (par. 3.3).
- Travi di copertura T3 e T4 - sezione 120x30 (par. 3.4)
- Trave di copertura T6 - sezione 75x30 (par. 3.5).
- Pilastri (par. 3.6).
- Fondazioni (par. 3.7).
- Considerazioni sugli spostamenti allo SLV (par. 3.8).

3.1. Solaio di copertura

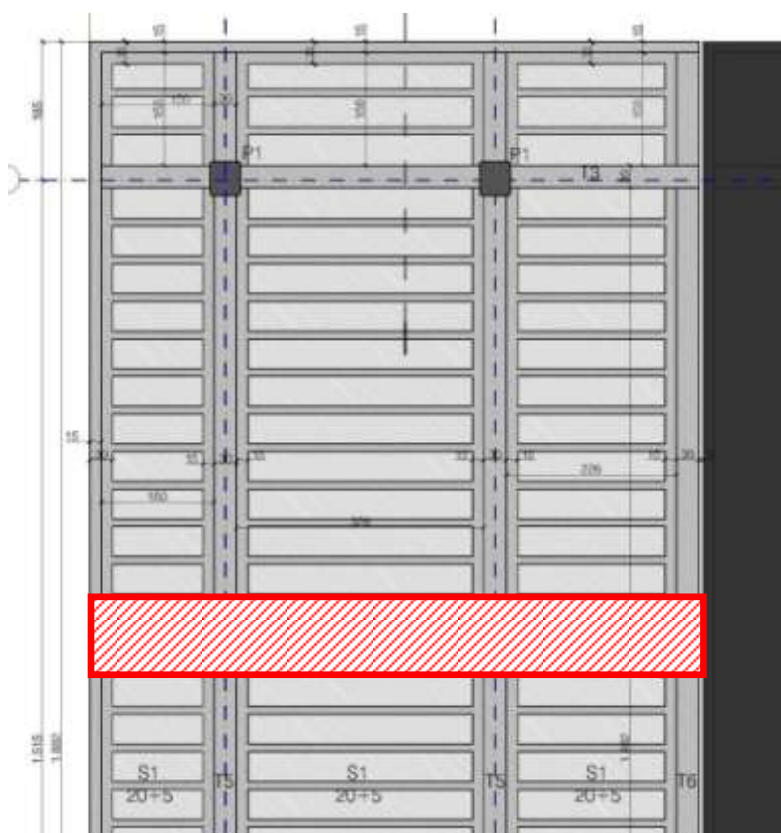


Figura 10 - Individuazione della porzione di struttura verificata.

Viene verificata una striscia unitaria del solaio in latero-cemento (h 20+5 cm) della copertura, caratterizzato da due campate appoggiate sulle travi principali e da uno sbalzo a cui è vincolata la veletta parallela al lato maggiore.

3.1.1 Calcolo delle azioni sollecitanti per lo sbalzo

Allo sbalzo realizzato in getto pieno, in riferimento a quanto riportato al par. 2.3, sono applicati i carichi indicati nel seguito, secondo la notazione indicata in Figura 11:

- Carico trapezio N° 1: permanenti amplificati allo SLU per tutta la lunghezza dello sbalzo
 $p(q_1) = p(q_2) = (3.20 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.30 + 1.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.50) \cdot 1 \text{ m} = 6.41 \text{ kN/m}$
- Carico trapezio N° 2: variabili amplificati allo SLU per tutta la lunghezza dello sbalzo
 $p(q_1) = p(q_2) = (1.60 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.50) \cdot 1 \text{ m} = 2.40 \text{ kN/m}$
- Carico concentrato N° 1: peso proprio della veletta amplificato allo SLU posto in asse alla veletta stessa

$$F_1 = (5.06 \text{ kN/m} \cdot 1.30) \cdot 1 \text{ m} = 6.58 \text{ kN}$$

$$d(F_1) = 1.725 \text{ m}$$

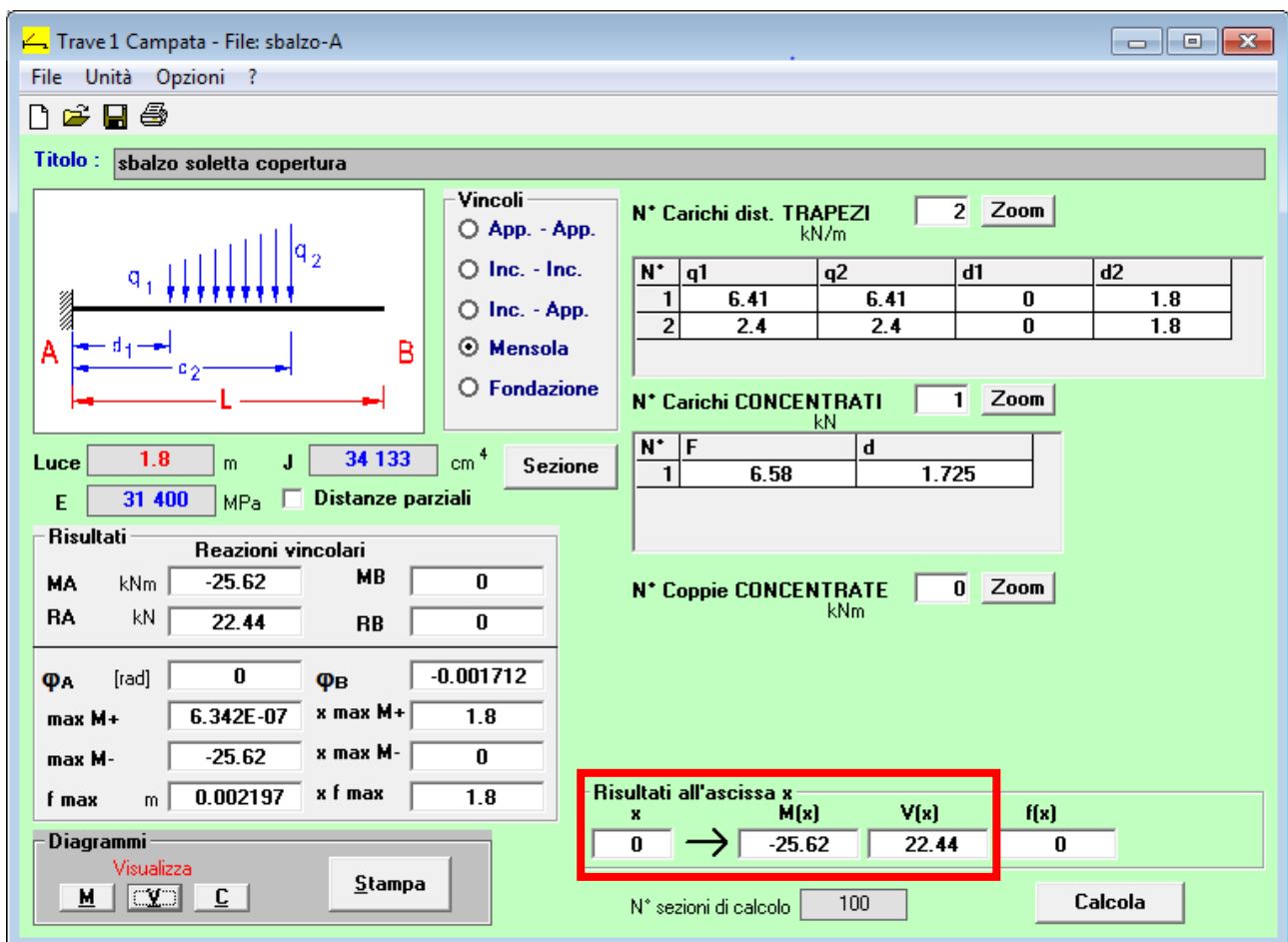


Figura 11 - Calcolo delle azioni sollecitanti sullo sbalzo.

3.1.2 Verifica a flessione dello sbalzo

Il momento flettente sollecitante negativo su ciascun travetto è ottenuto dividendo per due il valore in Figura 11:

$$|M_{Ed}| = 25.6 \text{ kNm} / 2 = 12.8 \text{ kNm}$$

Sezione di continuità con lo sbalzo, in corrispondenza dell'asse della trave principale.

Si considera un'armatura longitudinale composta da **2 ϕ 14** al lembo superiore.

$$|M_{Rd}| = 20.9 \text{ kNm} > |M_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: solaio-laterocemento-neg

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 2 **Zoom** **N° strati barre:** 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	5
2	12	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.08	4

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 0 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0**

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} -20.92 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 4.896 ‰
d 21 cm
x 8.754 x/d 0.4169
 δ 0.9611

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Figura 12 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

3.1.3 Verifica a taglio dello sbalzo



Il taglio sollecitante su ciascun travetto è ottenuto dividendo per due il valore in Figura 11:

$$|V_{Ed}| = 22.4 \text{ kN} / 2 = 11.2 \text{ kN}$$

Sezione di continuità con lo sbalzo, in corrispondenza dell'asse della trave principale.

la verifica è condotta riferendosi a quanto previsto dalla normativa per elementi privi di armature a taglio.

$$|V_{Rd}| = 18.7 \text{ kN} > |V_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

VERIFICA A TAGLIO		
par. 4.1.2.1.3.1 D.M. 14/01/2008		
f_{ck}	25 MPa	
γ_c	1.5 ---	
b_w	120 mm	
d	210 mm	
A_{sl}	2 ϕ 14 ---	
A_{sl}	308 mm ²	
k	1.976 ---	
v_{min}	0.486 MPa	
ρ_l	0.012 ---	
		
V_{Rd}	18.7 kN	
$V_{Rd,min}$	12.2 kN	
		
V_{Rd}	18.7	kN

3.1.4 Calcolo delle azioni sollecitanti per la striscia unitaria di solaio

la striscia unitaria di solaio è appoggiata sulle tre travi trasversali principali. I carichi sono inseriti utilizzando i valori indicati per lo sbalzo (3.1.1), già amplificati per i coefficienti allo SLU, per questo motivo il calcolo mostrato nella figura seguente è effettuato selezionando l'opzione "Esercizio":

- Carichi permanenti per campata N°1 (sbalzo), si applica un carico permanente uniformemente distribuito tale da determinare nell'appoggio di continuità un momento flettente sollecitante pari a quello ottenuto considerando il carico concentrato della veletta (25.6 kNm, Figura 11):

$$\text{perm.} = 13.40 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 13.40 \text{ kN/m}$$

- Carichi permanenti per campate N°2 - N°3 (solaio in latero-cemento):

$$\text{perm.} = (3.20 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.30 + 1.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.50) \cdot 1 \text{ m} = 6.41 \text{ kN/m}$$

- Carichi variabili per campata N°1 (sbalzo), e campate N°2 - N°3 (solaio in latero-cemento):

$$\text{var.} = (1.60 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.50) \cdot 1 \text{ m} = 2.40 \text{ kN/m}$$

Trave Continua - File: solaio-latero-cemento-sbalzo-A.

File Opzioni Impostazioni ?

Titolo: striscia unitaria di solaio

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: ☒ Esercizio ☐ Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 3

Appoggi

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	1.8	13.4	2.4	1
2	3.59	6.41	2.4	1
3	2.56	6.41	2.4	1

Sezioni

App.	Largh.
1	0
2	0
3	0
4	0

Vincoli di estremità

Sinistra Destra

Appoggio ☐ ☒

Incastro ☐ ☐

Libero ☒ ☐

Elastico ☐ ☐

Diagrammi

☐ Visualizza Deformata

Momento 1: 10

☐ Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1: 0.01

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		3.18E-03	2.20E-03
m	0	0	0	0		
2	-21.71		-25.6			
m	2.625	2.314	0.2182	2.792	-2.21E-04	-5.36E-04
3	-0.7432		-4.953			
m	6.457	1.36	3.387	1.52	2.47E-04	1.11E-04
4	3.331E-16		2.22E-16			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-28.44	22.11	50.55	40.92
3	-11.15	13.21	24.36	13.08
4	-10.67		10.67	6.59

Sezioni - F1 per aiuto

N° Totale Sezioni = 2

Sezione corrente: 2

N°	b (m)	h (m)
1	1	0.05
2	0.24	0.2

I: 55.307 cm⁴

E: 3.14E+07 N/m²

Visualizza Succ. Visualizza prec. Fine

Figura 13 - Calcolo delle azioni sollecitanti.

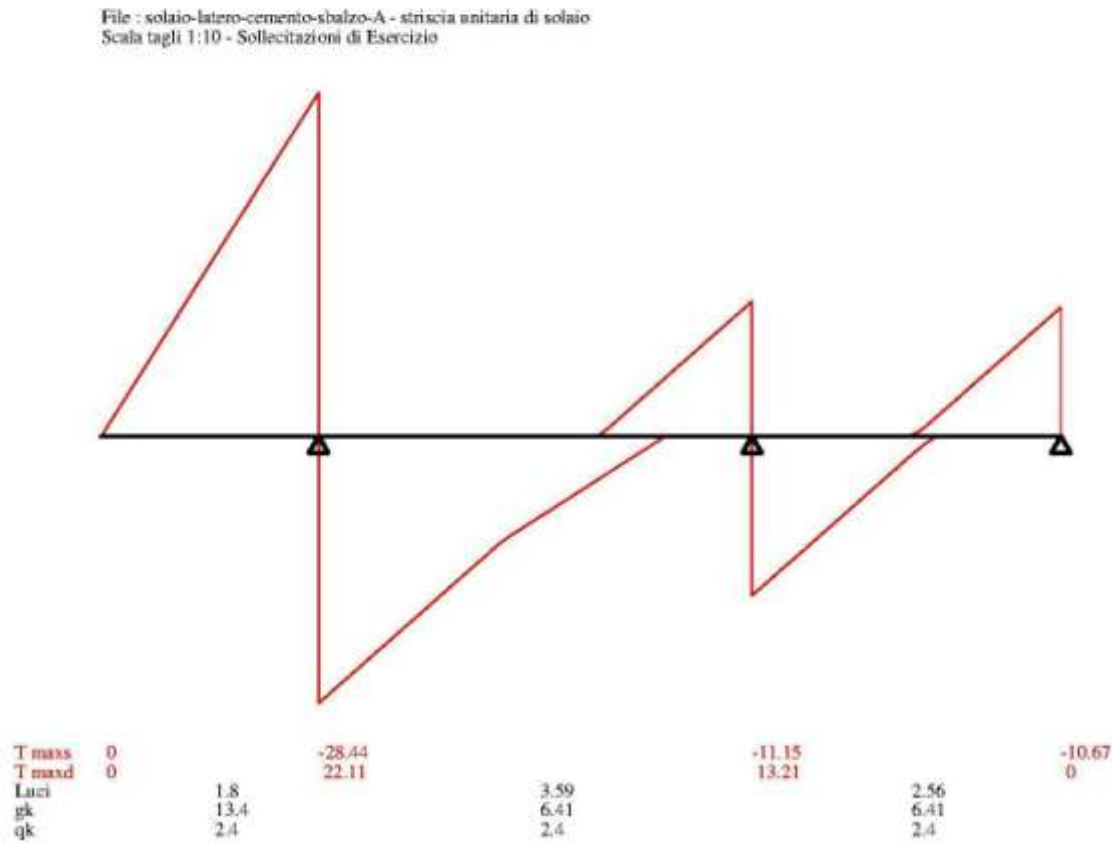
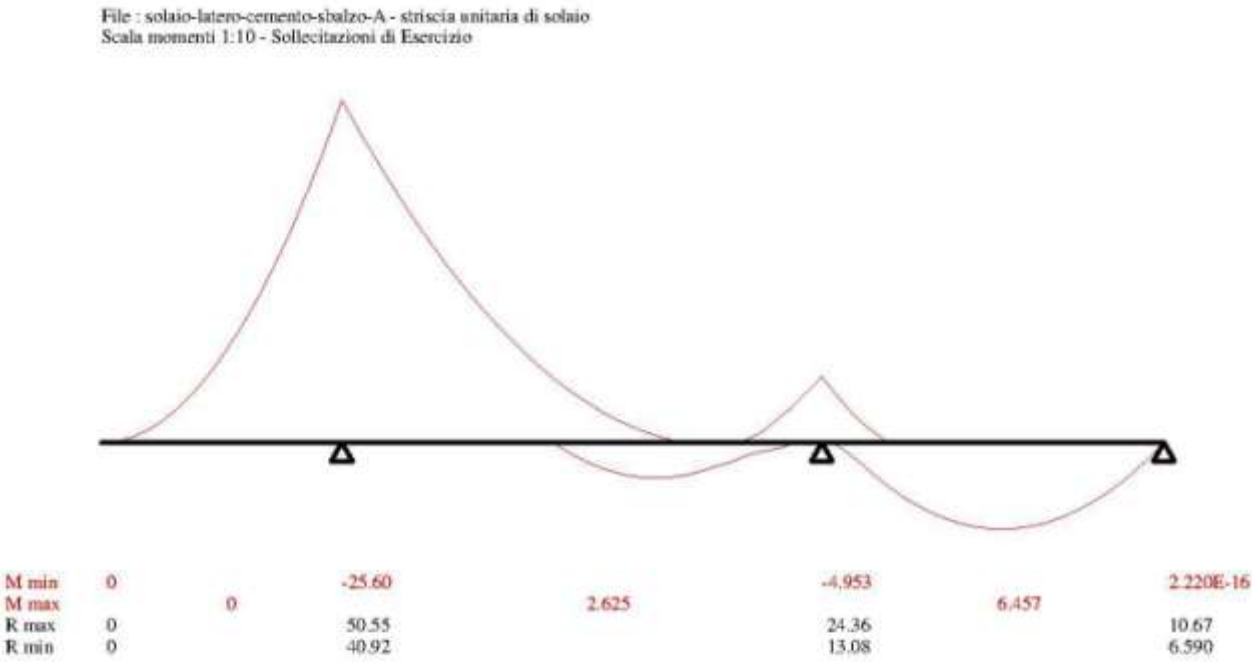


Figura 14 - Diagrammi delle azioni sollecitanti.

3.1.5 Verifica a flessione del solaio in latero-cemento, momento flettente positivo

Il momento flettente sollecitante positivo su ciascun travetto è ottenuto cautelativamente considerando uno schema statico in semplice appoggio per la campata centrale più lunga e dividendo per due il valore ottenuto per la striscia unitaria, tale valore è ovviamente maggiore di quello ottenuto con schema statico continuo:

$$|M_{Ed}| = \frac{1}{2} \cdot \frac{3.20 \text{ kN/m} \cdot 1.3 + .50 \text{ kN/m} \cdot 1.5 + .60 \text{ kN/m} \cdot 1.5}{8} \cdot 3.59 \text{ m}^2 = 1.1 \text{ kNm}$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **2φ14** al lembo inferiore.

$$|M_{Rd}| = 24.2 \text{ kNm} > |M_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: solaio-laterocemento-pos

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

TITOLO : _____

N° figure elementari: Zoom

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	5
2	12	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.08	21

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☒ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Devia

Materiali

B450C **C25/30**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 15 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

3.1.6 Verifica a taglio del solaio in latero-cemento



Il taglio sollecitante su ciascun travetto è ottenuto dividendo per due il valore ottenuto per la striscia unitaria (Figura 14):

$$|V_{Ed}| = 28.4 \text{ kN} / 2 = 14.2 \text{ kN}$$

Sezione di continuità con lo sbalzo, in corrispondenza dell'asse della trave principale.

la verifica è condotta riferendosi a quanto previsto dalla normativa per elementi privi di armature a taglio.

$$|V_{Rd}| = 18.7 \text{ kN} > |V_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

VERIFICA A TAGLIO		
par. 4.1.2.1.3.1 D.M. 14/01/2008		
f_{ck}	25 MPa	
γ_c	1.5 ---	
b_w	120 mm	
d	210 mm	
A_{sl}	2 ϕ 14 ---	
A_{sl}	308 mm ²	
k	1.976 ---	
v_{min}	0.486 MPa	
ρ_l	0.012 ---	
		
V_{Rd}	18.7 kN	
$V_{Rd,min}$	12.2 kN	
		
V_{Rd}	18.7	kN

Per quanto attiene alla verifica a momento flettente negativo, si fa riferimento a quanto indicato per lo sbalzo.

3.2. Velette sui lati minori

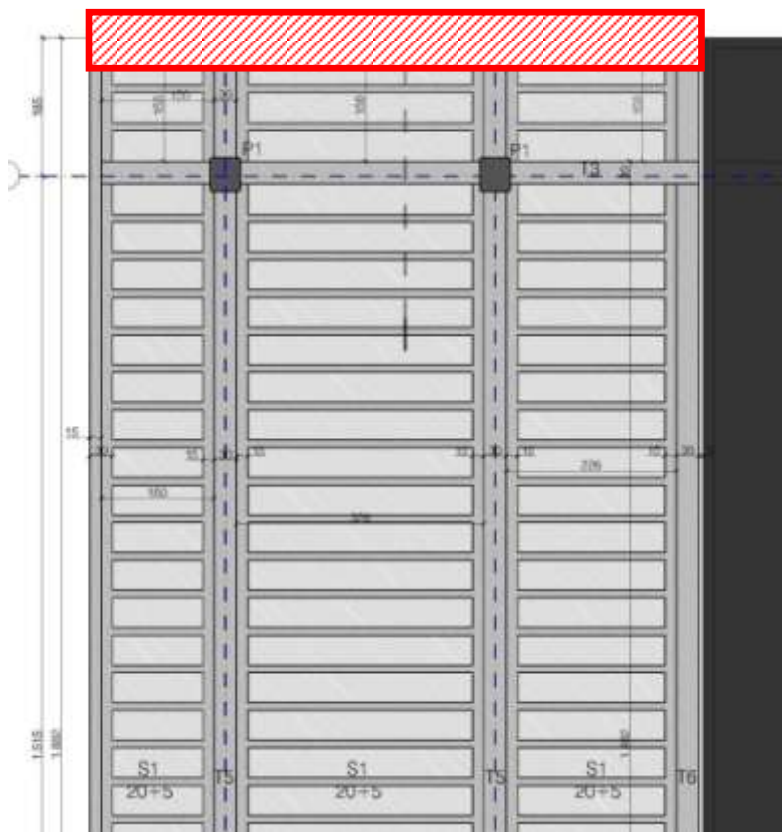


Figura 16 - Individuazione della porzione di struttura verificata.

Viene verificata la veletta posta sui due lati corti, che si configura come una lastra in getto pieno ancorata alle travi principali, con uno sbalzo di 180 cm. Si utilizza pertanto uno schema statico a trave (sezione 135x15 cm) appoggiata alle suddette travi.

3.2.1 Calcolo delle azioni sollecitanti

La veletta è considerata appoggiata sulle tre travi principali ad essa ortogonali. I carichi sono ricondotti al semplice peso proprio (par. 2.3), amplificato in automatico dal programma di calcolo per i coefficienti amplificativi allo SLU.

- Peso proprio della veletta:
perm. = 5.06 kN/m

Come detto tali elementi sono considerati "secondari" nei riguardi delle azioni sismiche.

Trave Continua - File: veletta

File Opzioni Impostazioni ?

Titolo: veletta lati corti

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: ☐ Esercizio ☒ Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi): 3

Appoggi

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	1.8	5.06	0	1
2	3.59	5.06	0	1
3	2.56	5.06	0	1

Sezioni

App.	Largh.
1	0
2	0
3	0
4	0

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

☐ Visualizza Deformata

Momento 1:

☐ Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

DWG Esporta Blocco ?

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		1.89E-05	7.68E-06
m	0	0	0	0		
2	-8.197		-10.66			
m	3.781	1.915	1.228	2.154	3.31E-06	-1.76E-06
3	-3.374		-6.037			
m	3.618	1.52	1.843	1.68	2.18E-06	-1.47E-07
4	1.11E-16		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-11.84	13.44	25.28	19.19
3	-11.21	10.78	21.98	14.85
4	-6.9		6.9	4.321

Sezioni - F1 per aiuto

N° Totale Sezioni = 1

Sezione corrente 1

N°	b (m)	h (m)
1	0.15	1.35

Tipo Sezione

☒ Rettangolare

☐ a T

☐ Generica

J cm⁴

J m⁴

E N/mm²

E kN/m²

Visualizza Succ.

Visualizza prec.

Fine

Figura 17 - Calcolo delle azioni sollecitanti.

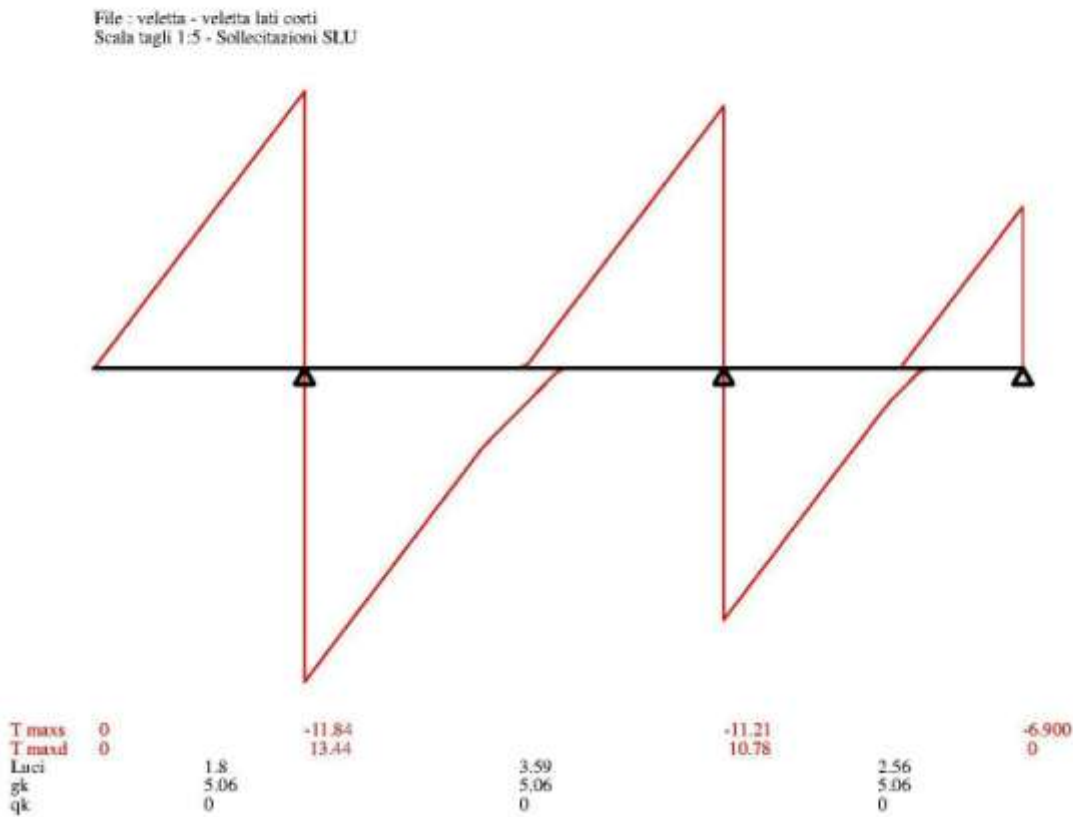
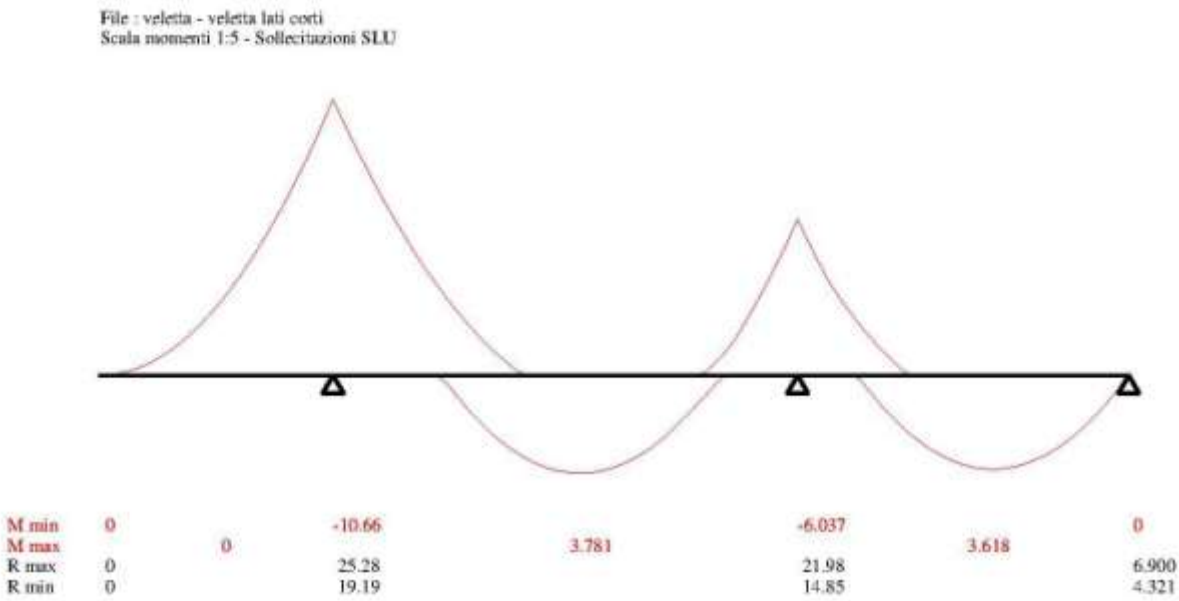


Figura 18 - Diagrammi delle azioni sollecitanti.

3.2.2 Verifica a flessione

Come momento flettente sollecitante si considera il massimo ottenuto in valore assoluto, data la simmetria con cui è disposta l'armatura (Figura 18):

$$|M_{Ed}| = 10.7 \text{ kNm}$$

Sezione di continuità con lo sbalzo, in corrispondenza dell'appoggio costituito dalla trave T5.

Si considera un'armatura longitudinale composta da **7+7 ϕ 8 distribuiti uniformemente lungo la dimensione verticale.**

$$|M_{Rd}| = 169.5 \text{ kNm} \gg |M_{Ed}| \text{ verifica soddisfatta}$$

Figura 19 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.



3.2.3 Verifica a taglio

Come taglio sollecitante si considera il massimo ottenuto in valore assoluto (Figura 18):

$$|V_{Ed}| = 13.4 \text{ kN}$$

Si considera un'armatura trasversale composta da **staffe $\phi 8/200$** .

$$|V_{Rd}| = 228.9 \text{ kN} \gg |V_{Ed}| \text{ verifica soddisfatta}$$

VERIFICA A TAGLIO	
par. 4.1.2.1.3.2 D.M. 14/01/2008	
A_{sw}	staffe $\phi 8/200$
A_{sw}	100 mm ²
d	1300 mm
s	200 mm
cotg θ	1.0 ---
α	0 °
b_w	150 mm
$z = 0.9 \cdot d$	1170 mm
f_{yd}	391.3 MPa
f_{cd}	14.2 MPa
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	7.1 MPa
	
V_{Rds}	228.9 kN
V_{Rdc}	623.0 kN
	
V_{Rd}	228.9 kN

3.3. Travi di copertura T5 - sezione 120x30

Le verifiche si riferiscono agli elementi di copertura con sezione di dimensioni pari a 120x30 cm: in particolare, osservando la Figura 7, si tratta della coppia di travi longitudinali T5.

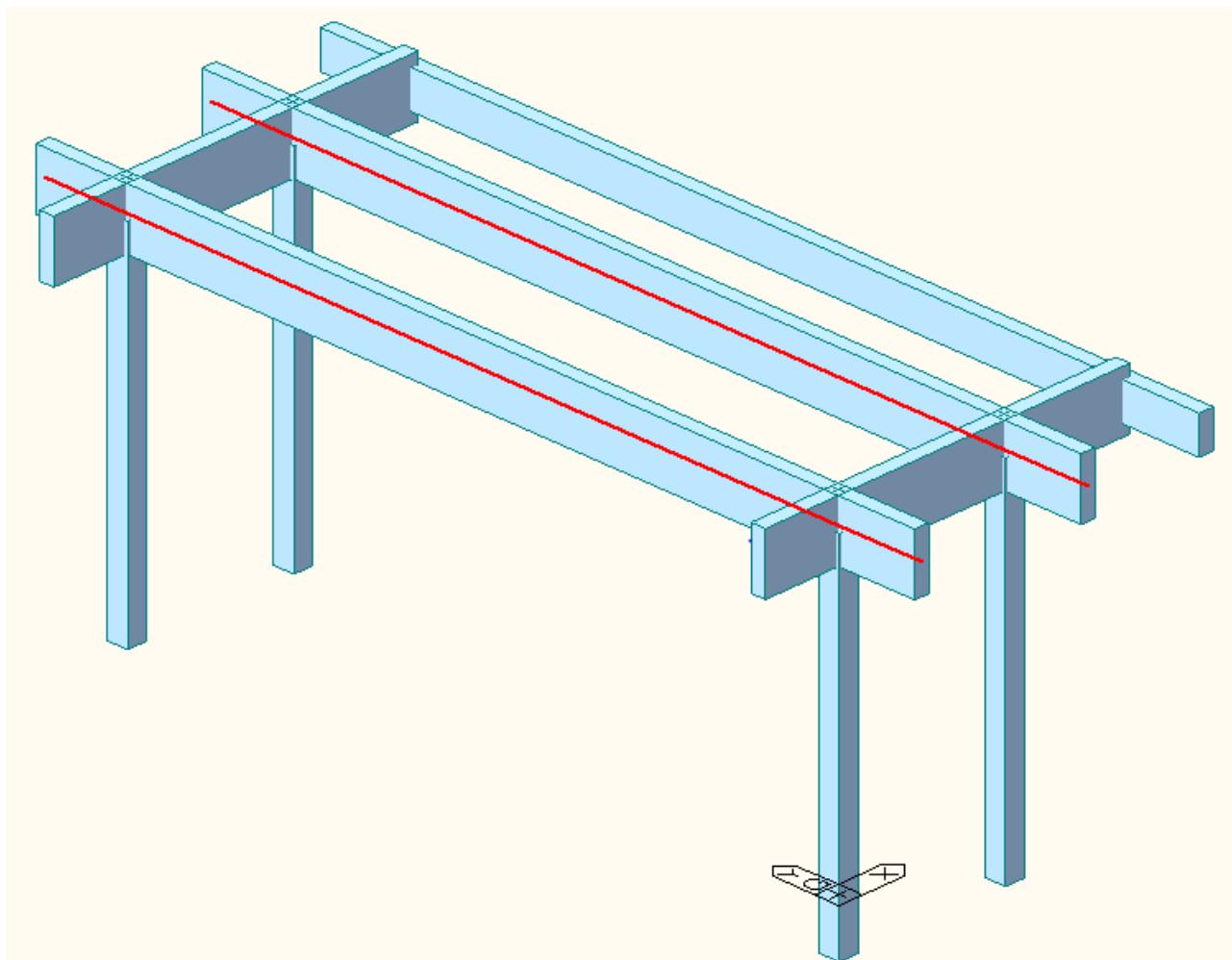


Figura 20 - Schema strutturale con evidenziati gli elementi oggetto di verifica.

3.3.1 Calcolo delle azioni sollecitanti

Le azioni utilizzate per il dimensionamento degli elementi sono dedotte dall'involuppo delle sollecitazioni associate alle combinazioni di carico riportate in Tabella 4, applicate al modello globale della struttura e rappresentate nei diagrammi mostrati nelle figure seguenti. Poiché per entrambi gli elementi è previsto il ricorso alla medesima armatura, le verifiche sono mostrate in corrispondenza delle sezioni più sollecitate.

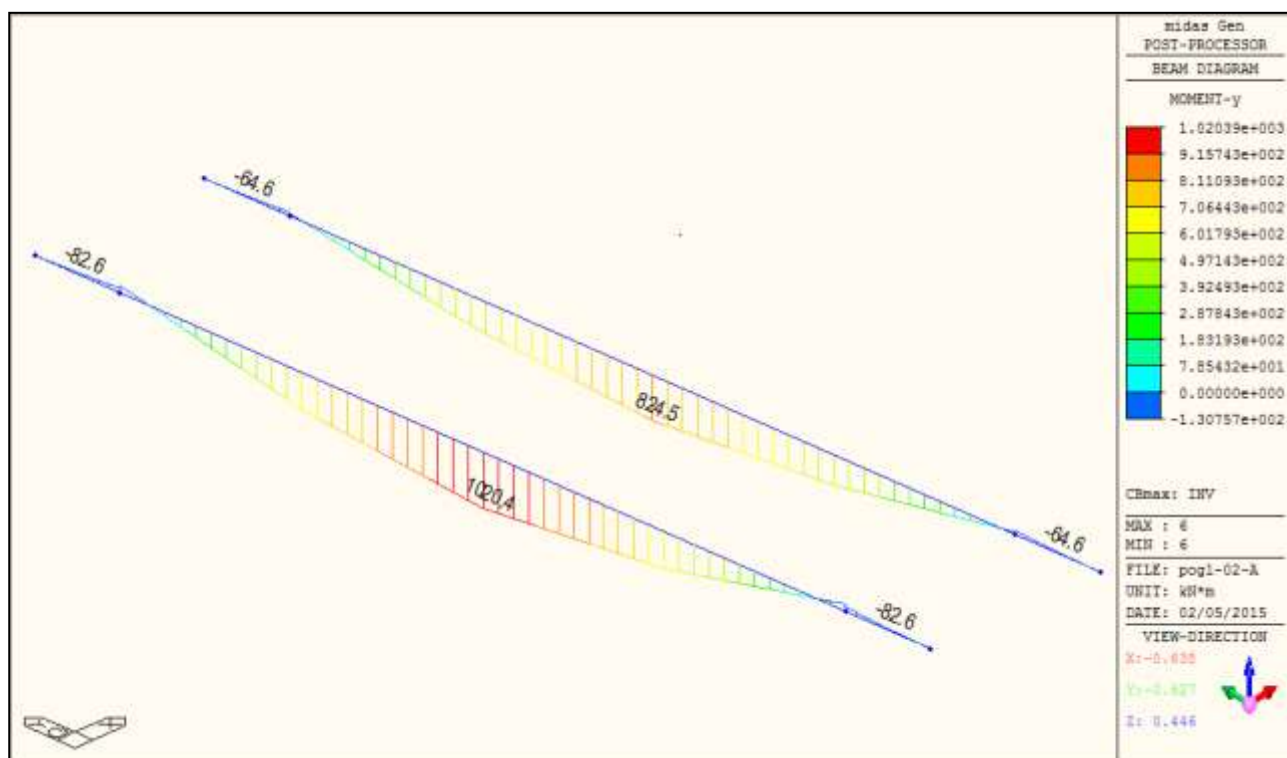


Figura 21 - Diagramma del momento flettente per le travi T5, involucro valori massimi positivi.

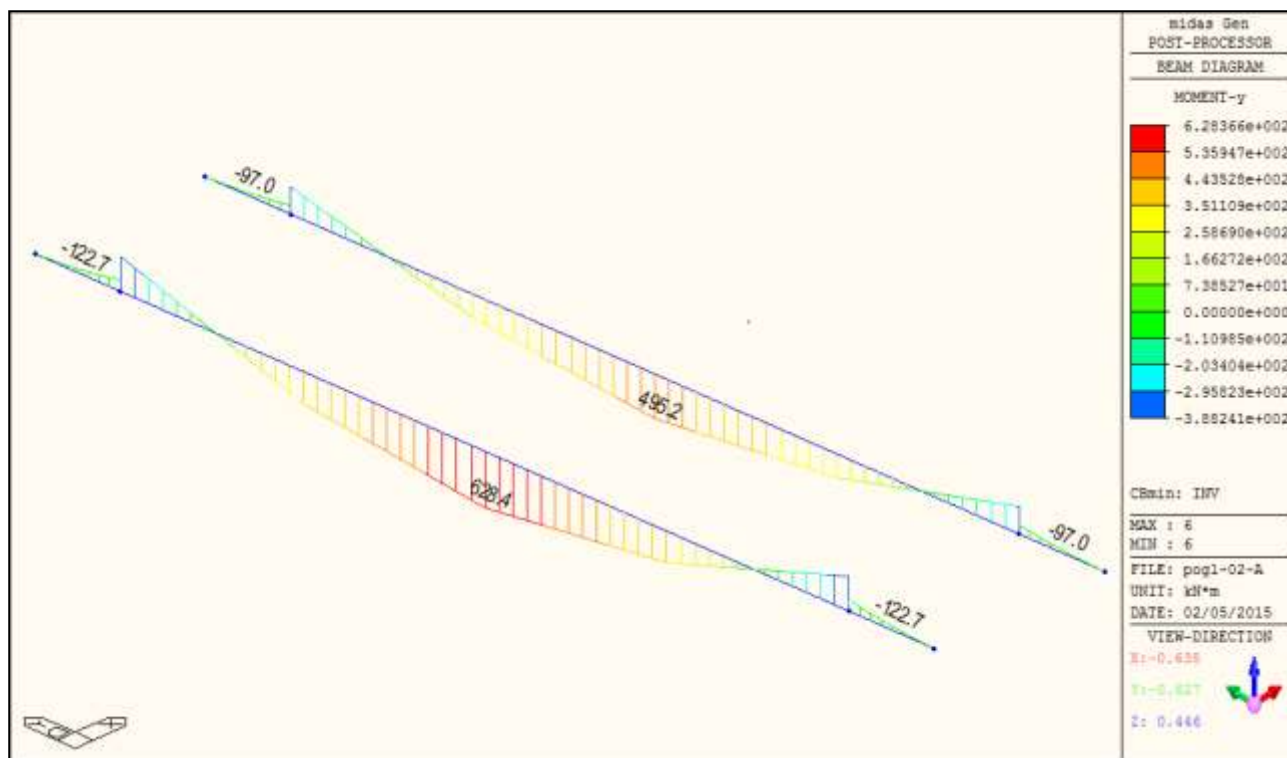


Figura 22 - Diagramma del momento flettente per le travi T5, involucro valori massimi negativi.

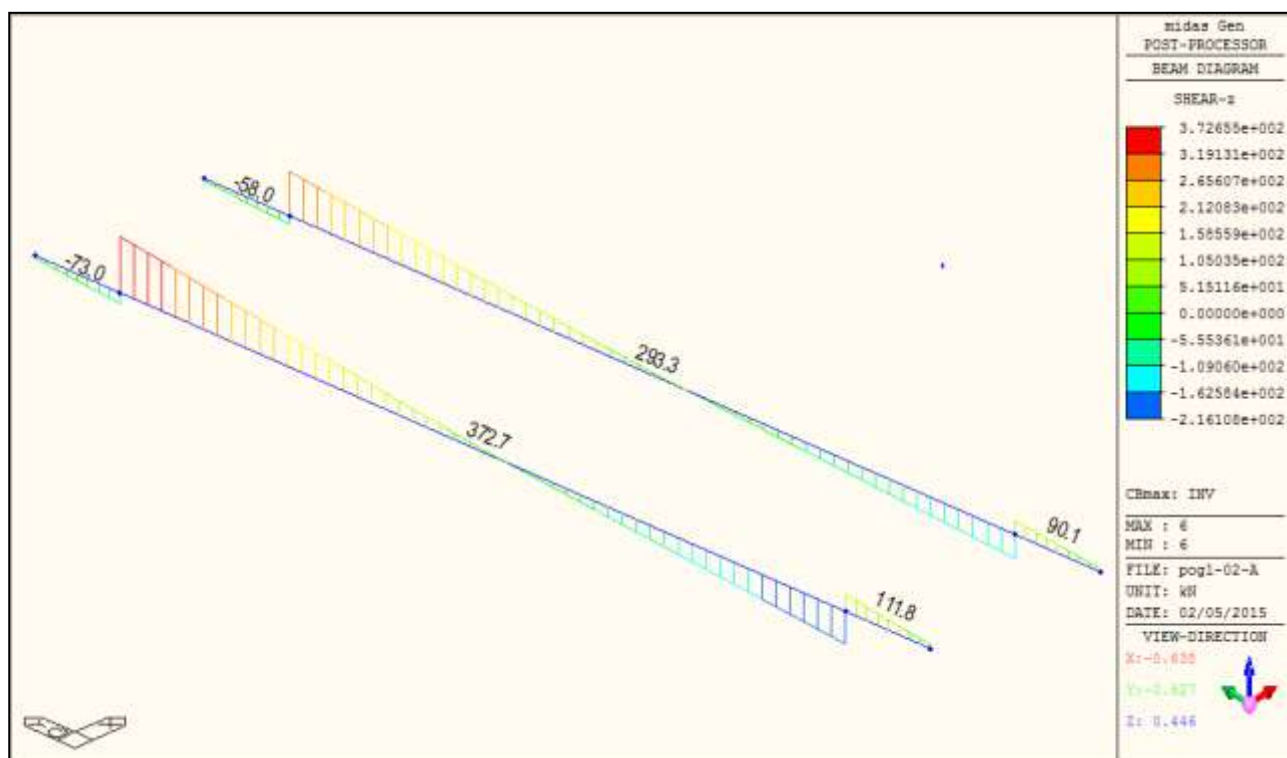


Figura 23 - Diagramma del taglio per le travi T5, involucro valori massimi positivi.

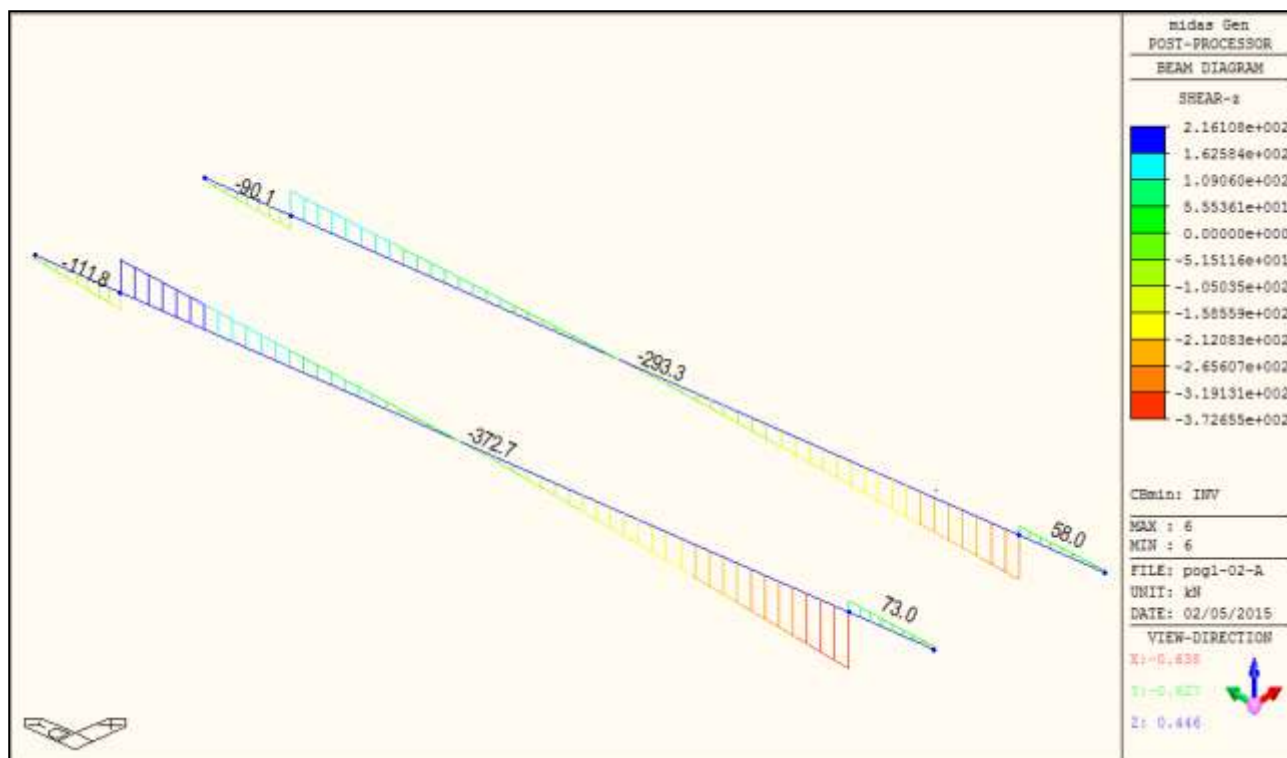


Figura 24 - Diagramma del taglio per le travi T5, involucro valori massimi negativi.

3.3.2 Verifica a flessione, momento flettente positivo

In riferimento ai diagrammi riportati alle pagine precedenti e in particolare ai valori estremi riportati in legenda, si considera la seguente sollecitazione massima:

$$|M_{Ed}| = 1020.4 \text{ kNm}$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **6 ϕ 24 inferiori** disposti su due file, **3 ϕ 24 superiori** e **6+6 ϕ 14** disposti lungo l'altezza.

$$|M_{Rd}| = 1401.0 \text{ kNm} > |M_{Ed}| \text{ verifica soddisfatta}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: T120x30-Mpos-A

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

Titolo :

N° Vertici 4 Zoom N° barre 21 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	15	60
2	15	-60
3	-15	-60
4	-15	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	10	-55
2	4.52	0	-55
3	4.52	-10	-55
4	4.52	10	-50
5	4.52	0	-50
6	4.52	-10	-50

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

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
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 1 401 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 10.46 ‰
 d 115 cm
 x 28.84 x/d 0.2508
 δ 0.7534

Figura 25 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

3.3.3 Verifica a flessione, momento flettente negativo

In riferimento ai diagrammi riportati alle pagine precedenti e in particolare ai valori estremi riportati in legenda, si considera la seguente sollecitazione massima:

$$|M_{Ed}| = 388.2 \text{ kNm}$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **6 ϕ 24 inferiori** disposti su due file, **3 ϕ 24 superiori** e **6+6 ϕ 14** disposti lungo l'altezza.

$$|M_{Rd}| = 983.6 \text{ kNm} > |M_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: T120x30-Mneg-A

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

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	15	60
2	15	-60
3	-15	-60
4	-15	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	10	-55
2	4.52	0	-55
3	4.52	-10	-55
4	4.52	10	-50
5	4.52	0	-50
6	4.52	-10	-50

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Devia

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} N/mm²

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Figura 26 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.



3.3.4 Verifica a taglio

In riferimento ai diagrammi riportati alle pagine precedenti e in particolare ai valori estremi riportati in legenda, si considera la seguente sollecitazione massima:

$$|V_{Ed}| = 372.7 \text{ kN}$$

Si considera un'armatura trasversale composta da **staffe $\phi 8/100$** e si pone, in via cautelativa, il parametro $\cotg \theta$ pari all'unità.

$$|V_{Rd}| = 405.0 \text{ kN} > |V_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

VERIFICA A TAGLIO	
par. 4.1.2.1.3.2 D.M. 14/01/2008	
A_{sw}	staffe $\phi 8/100$
A_{sw}	100 mm ²
d	1150 mm
s	100 mm
$\cotg \theta$	1.0 ---
α	0 °
b_w	300 mm
$z = 0.9 \cdot d$	1035 mm
f_{yd}	391.3 MPa
f_{cd}	14.2 MPa
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	7.1 MPa
	
V_{Rds}	405.0 kN
V_{Rdc}	1102.3 kN
	
V_{Rd}	405.0 kN

3.4. Travi di copertura T3 e T4 - sezione 120x30

Le verifiche si riferiscono agli elementi di copertura con sezione di dimensioni pari a 120x30 cm: in particolare, osservando la Figura 7, si tratta delle travi trasversali T3 - T4.

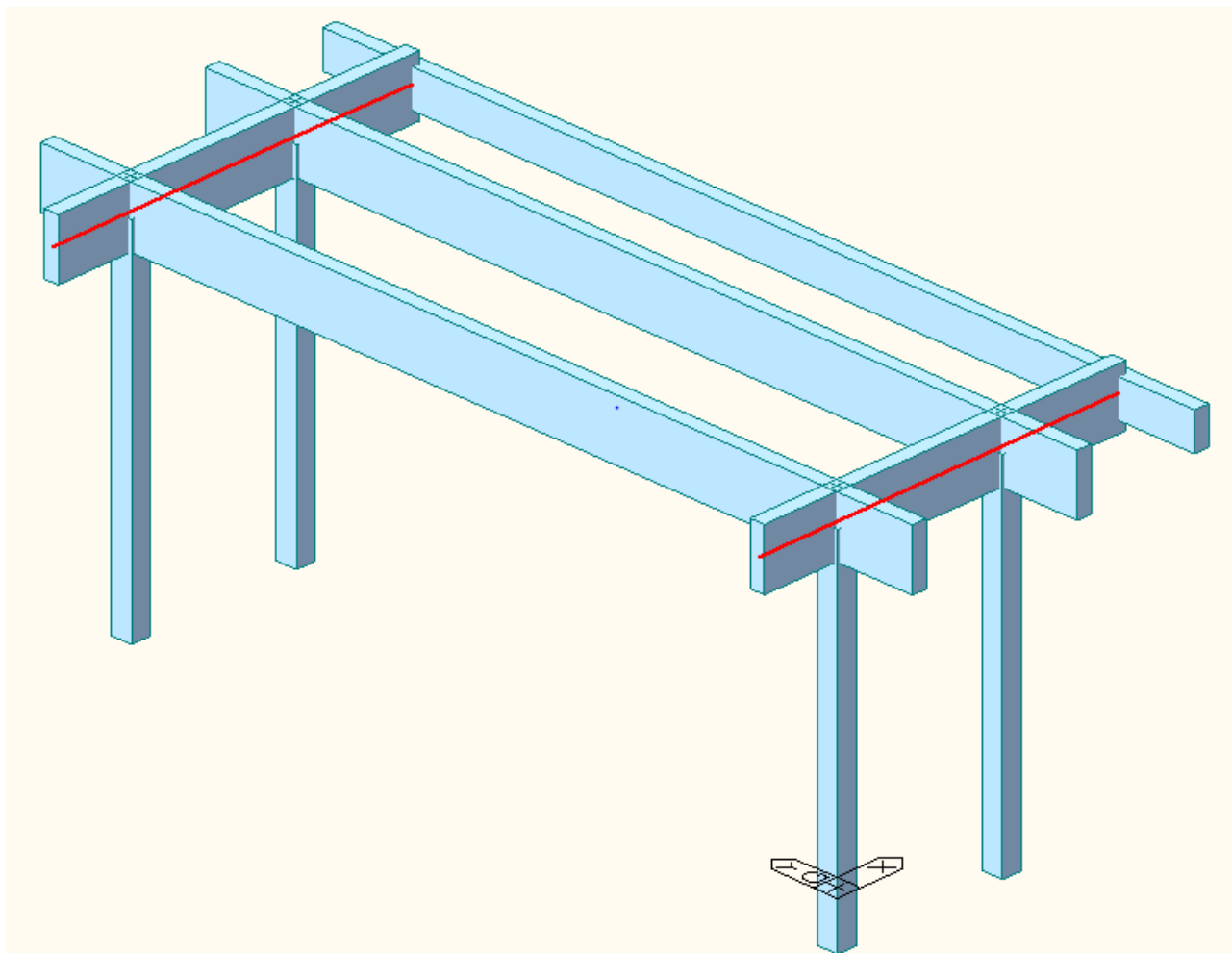


Figura 27 - Schema strutturale con evidenziati gli elementi oggetto di verifica.

3.4.1 Calcolo delle azioni sollecitanti

Le azioni utilizzate per il dimensionamento degli elementi sono dedotte dall'involuppo delle sollecitazioni associate alle combinazioni di carico riportate in Tabella 4, applicate al modello globale della struttura e rappresentate nei diagrammi mostrati nelle figure seguenti. Poiché per tutti gli elementi è previsto il ricorso alla medesima armatura, le verifiche sono mostrate in corrispondenza delle sezioni più sollecitate.

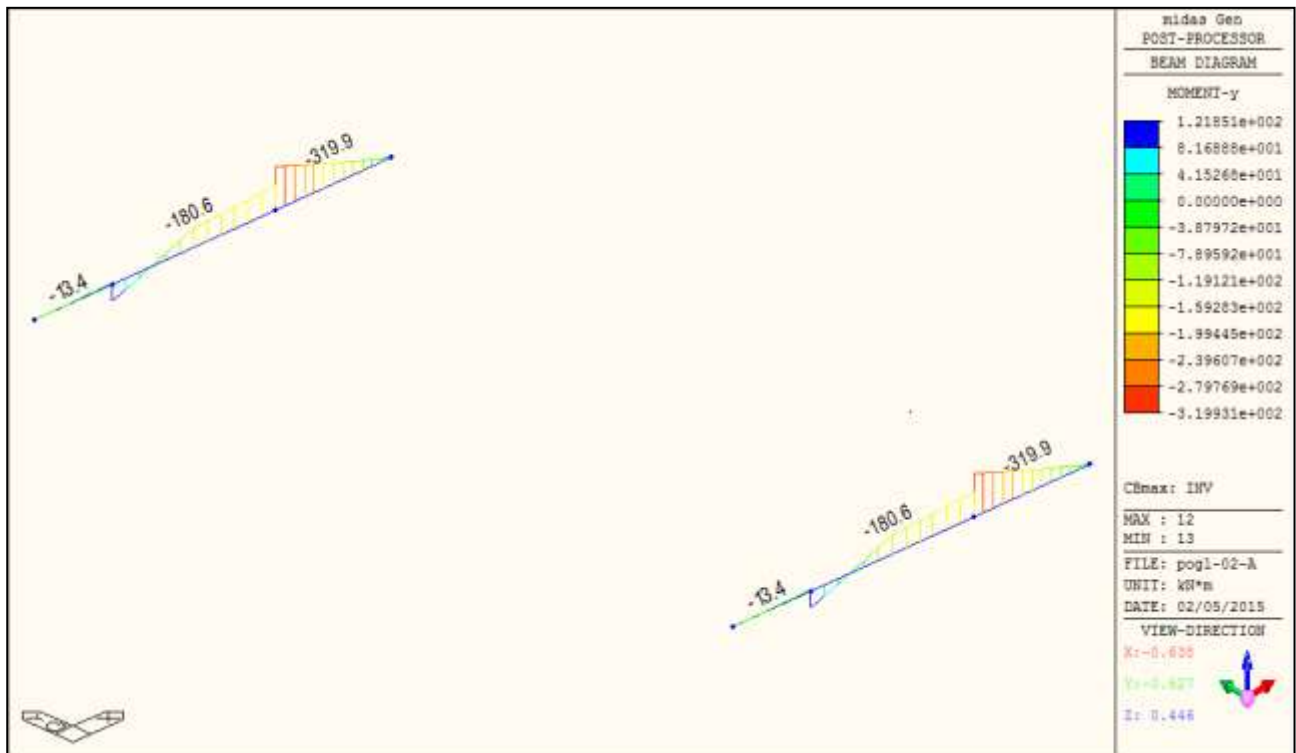


Figura 28 - Diagramma del momento flettente per travi T3 e T4, involucro valori massimi positivi.

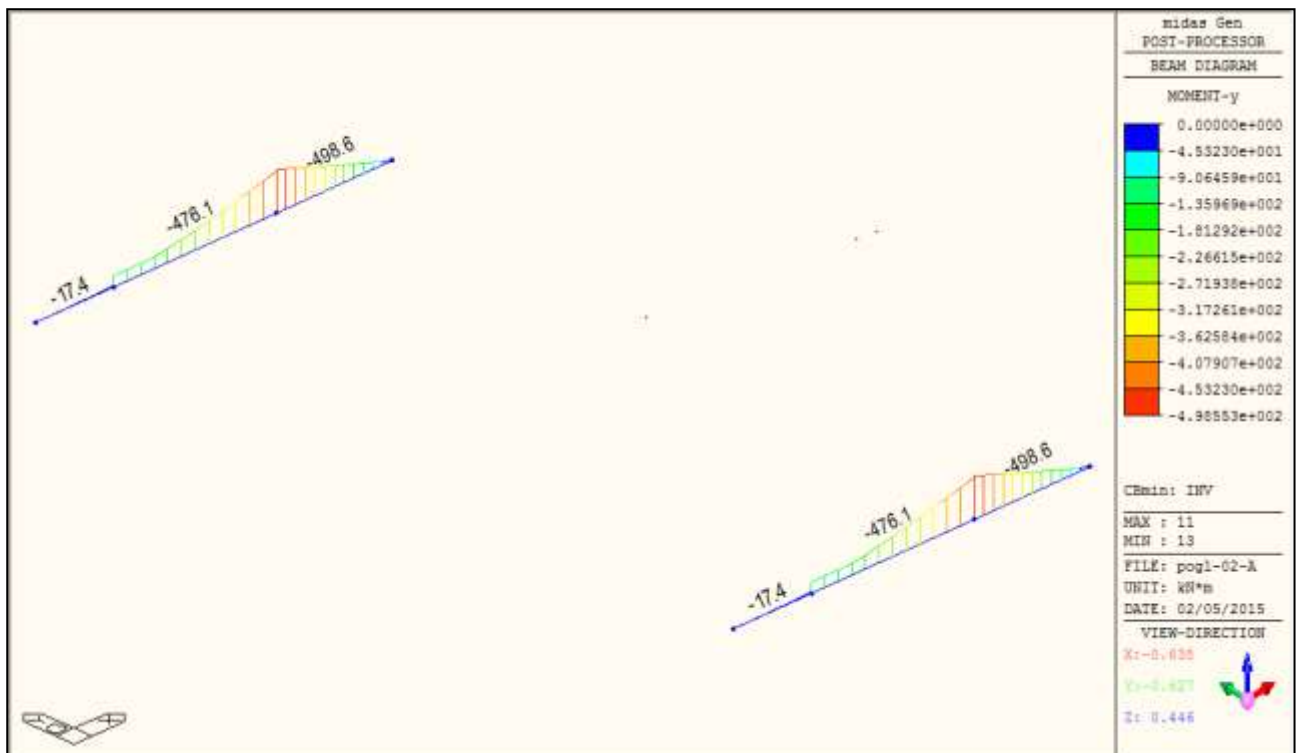


Figura 29 - Diagramma del momento flettente per travi T3 e T4, involucro valori massimi negativi.

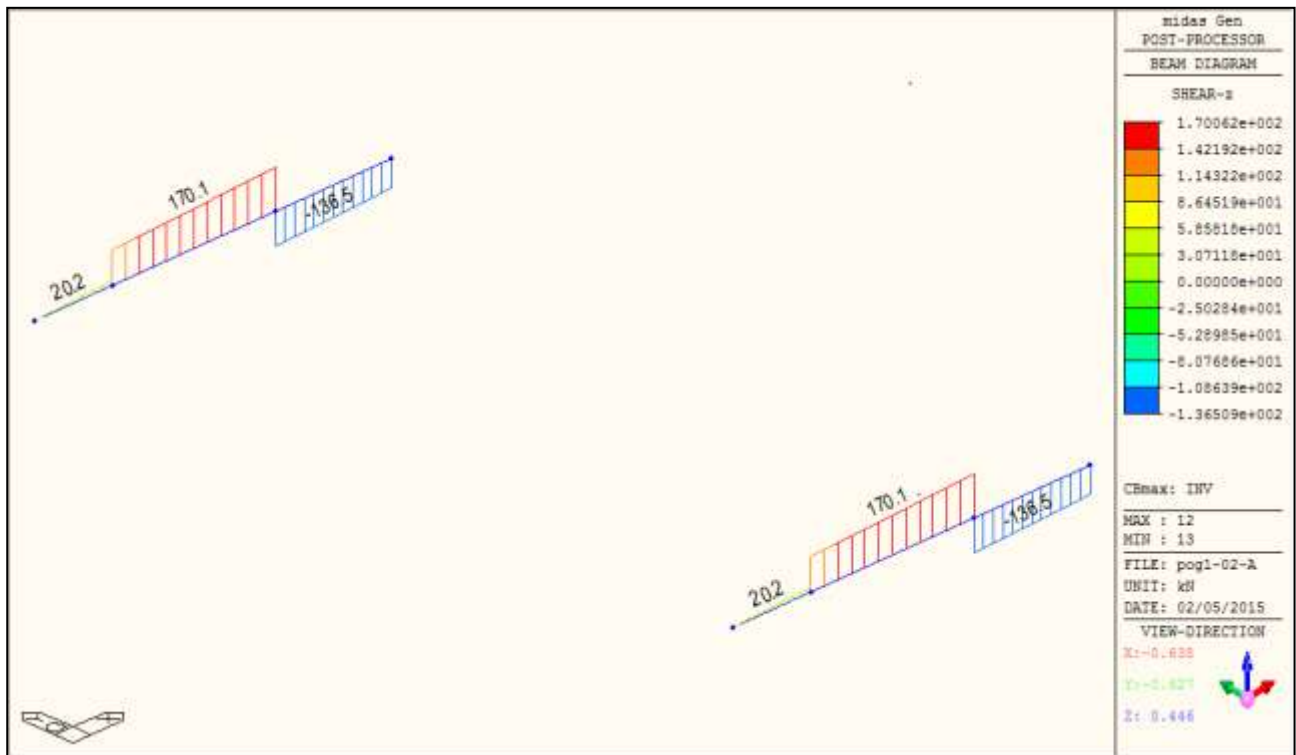


Figura 30 - Diagramma del taglio per travi T3 e T4, involucro valori massimi positivi.

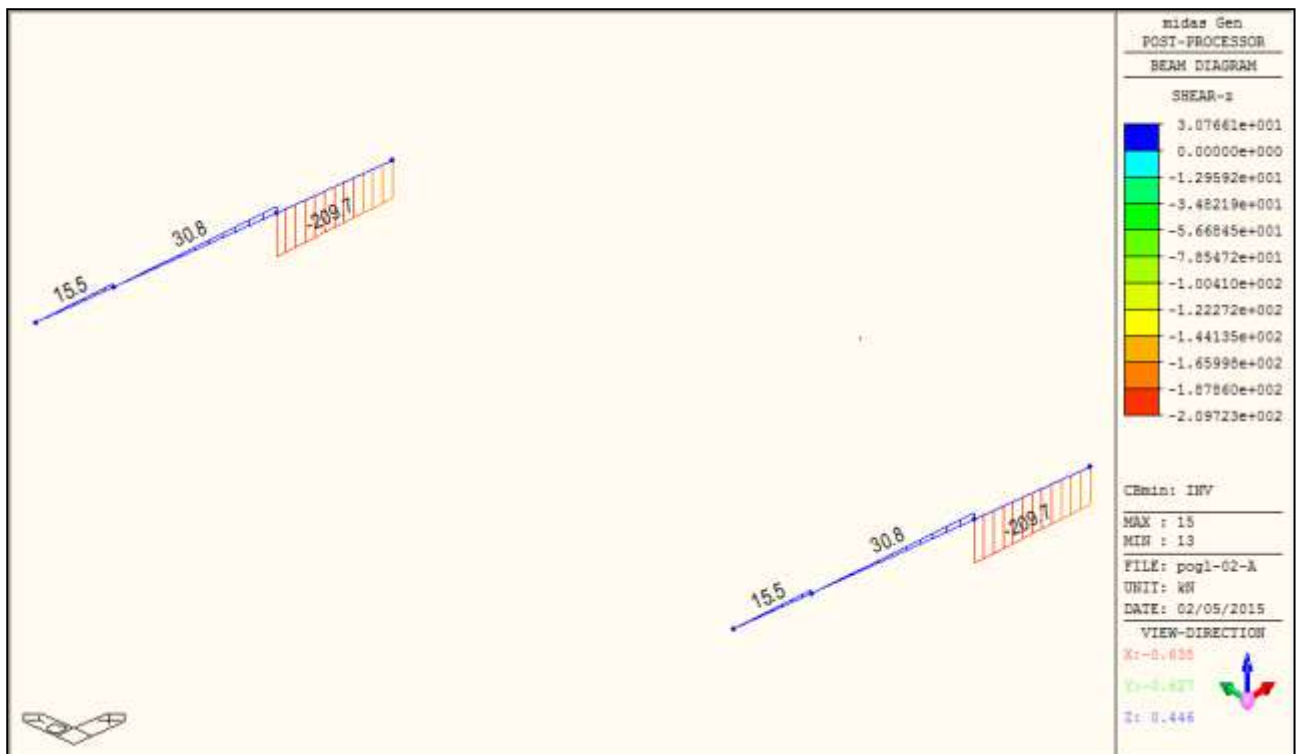


Figura 31 - Diagramma del taglio per travi T3 e T4, involucro valori massimi negativi.

3.4.2 Verifica a flessione, momento flettente positivo

In riferimento ai diagrammi riportati alle pagine precedenti e in particolare ai valori estremi riportati in legenda, si considera la seguente sollecitazione massima:

$$|M_{Ed}| = 121.9 \text{ kNm}$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **4 ϕ 24 inferiori, 4 ϕ 24 superiori e 4+4 ϕ 14 disposti lungo l'altezza.**

$$|M_{Rd}| = 1039.0 \text{ kNm} > |M_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: T120x30-trasv-Mpos-B

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

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	15	60
2	15	-60
3	-15	-60
4	-15	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	10	-55
2	4.52	3.3	-55
3	4.52	-3.3	-55
4	4.52	-10	-55
5	4.52	10	55
6	4.52	3.3	55

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso ☐

Materiali
B450C C25/30
E_{su} ‰ E_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
E_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

M_{xRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Figura 32 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

3.4.3 Verifica a flessione, momento flettente negativo

In riferimento ai diagrammi riportati alle pagine precedenti e in particolare ai valori estremi riportati in legenda, si considera la seguente sollecitazione massima:

$$|M_{Ed}| = 498.6 \text{ kNm}$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **4 ϕ 24 inferiori, 4 ϕ 24 superiori e 4+4 ϕ 14 disposti lungo l'altezza.**

$$|M_{Rd}| = 1039.0 \text{ kNm} > |M_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: T120x30-trasv-Mneg-B

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

Titolo:

N° Vertici 4 Zoom N° barre 16 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	15	60
2	15	-60
3	-15	-60
4	-15	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	10	-55
2	4.52	3.3	-55
3	4.52	-3.3	-55
4	4.52	-10	-55
5	4.52	10	55
6	4.52	3.3	55

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
B450C C25/30
E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
E_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6 ‰
τ_{c1} 1.829 ‰

M_{xRd} -1 039 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 25.27 ‰
d 115 cm
x 13.99 x/d 0.1217
δ 0.7

Figura 33 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.



3.4.4 Verifica a taglio

In riferimento ai diagrammi riportati alle pagine precedenti e in particolare ai valori estremi riportati in legenda, si considera la seguente sollecitazione massima:

$$|V_{Ed}| = 209.7 \text{ kN}$$

Si considera un'armatura trasversale composta da **staffe $\phi 8/150$** e si pone, in via cautelativa, il parametro $\cotg \theta$ pari all'unità.

$$|V_{Rd}| = 270.0 \text{ kN} > |V_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

VERIFICA A TAGLIO	
par. 4.1.2.1.3.2 D.M. 14/01/2008	
A_{sw}	staffe $\phi 8/150$
A_{sw}	100 mm ²
d	1150 mm
s	150 mm
$\cotg \theta$	1.0 ---
α	0 °
b_w	300 mm
$z = 0.9 \cdot d$	1035 mm
f_{yd}	391.3 MPa
f_{cd}	14.2 MPa
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	7.1 MPa
	
V_{Rds}	270.0 kN
V_{Rdc}	1102.3 kN
	
V_{Rd}	270.0 kN

3.5. Trave di copertura T6 - sezione 75x30

Le verifiche si riferiscono all'elemento di copertura con sezione di dimensioni pari a 75x30 cm: in particolare, osservando la Figura 7, si tratta della trave longitudinale T6.

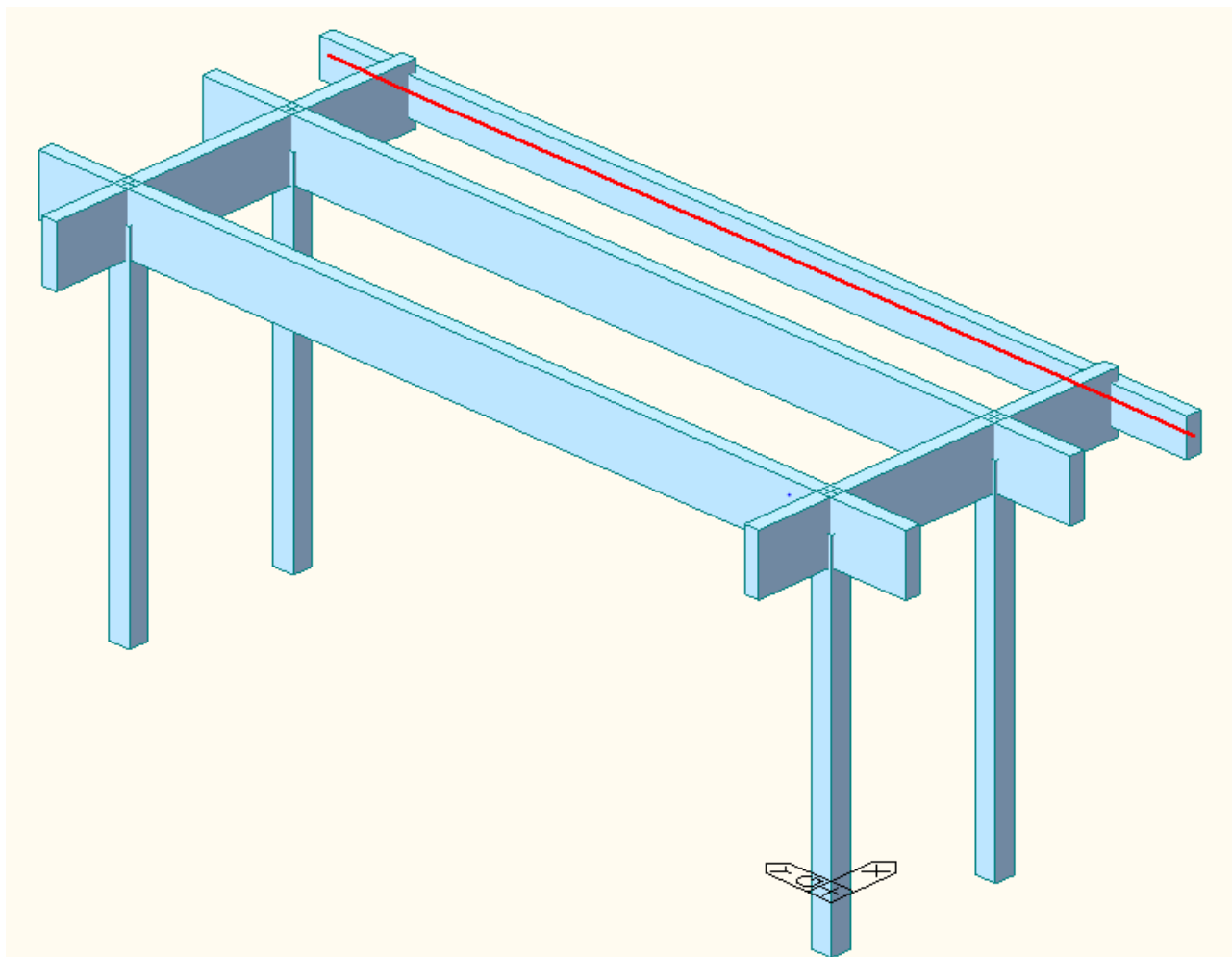


Figura 34 - Schema strutturale con evidenziati gli elementi oggetto di verifica.

3.5.1 Calcolo delle azioni sollecitanti

Le azioni utilizzate per il dimensionamento degli elementi sono dedotte dall'involuppo delle sollecitazioni associate alle combinazioni di carico riportate in Tabella 4, applicate al modello globale della struttura e rappresentate nei diagrammi mostrati nelle figure seguenti. Le verifiche sono mostrate in corrispondenza delle sezioni più sollecitate.

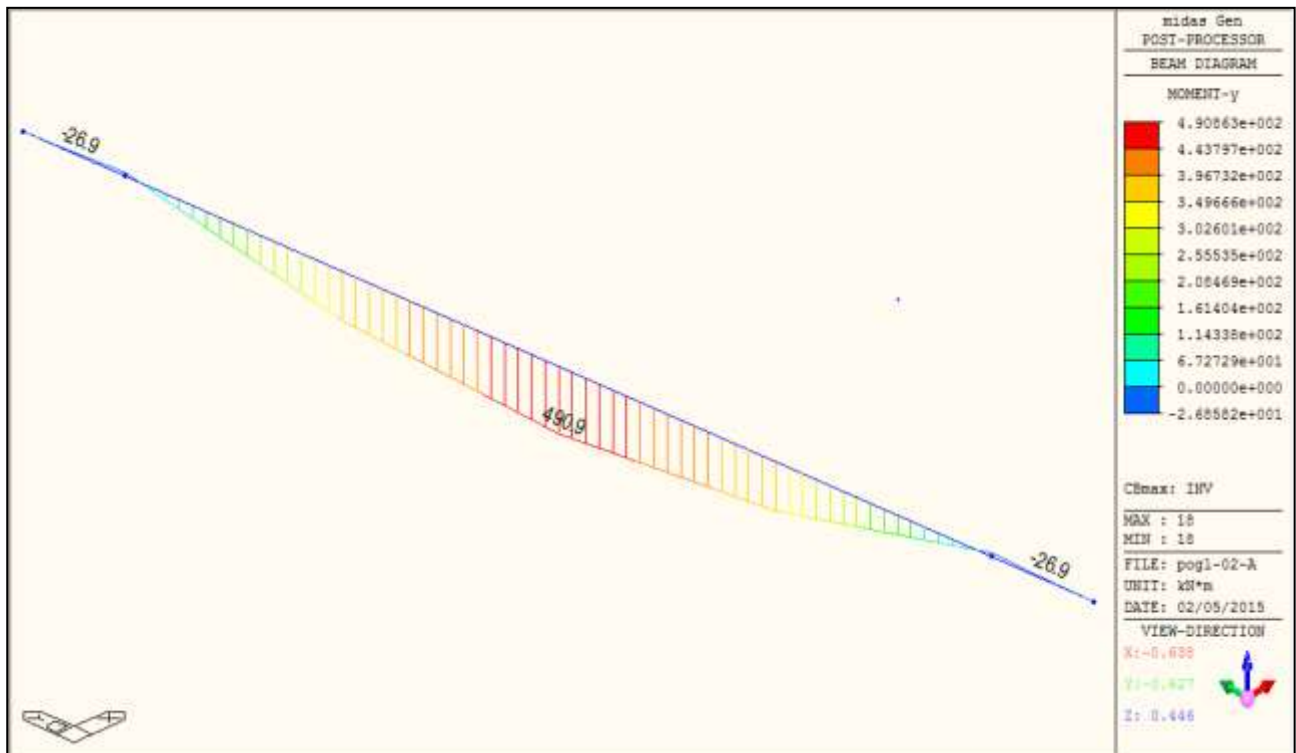


Figura 35 - Diagramma del momento flettente per trave T7, involucro valori massimi positivi.

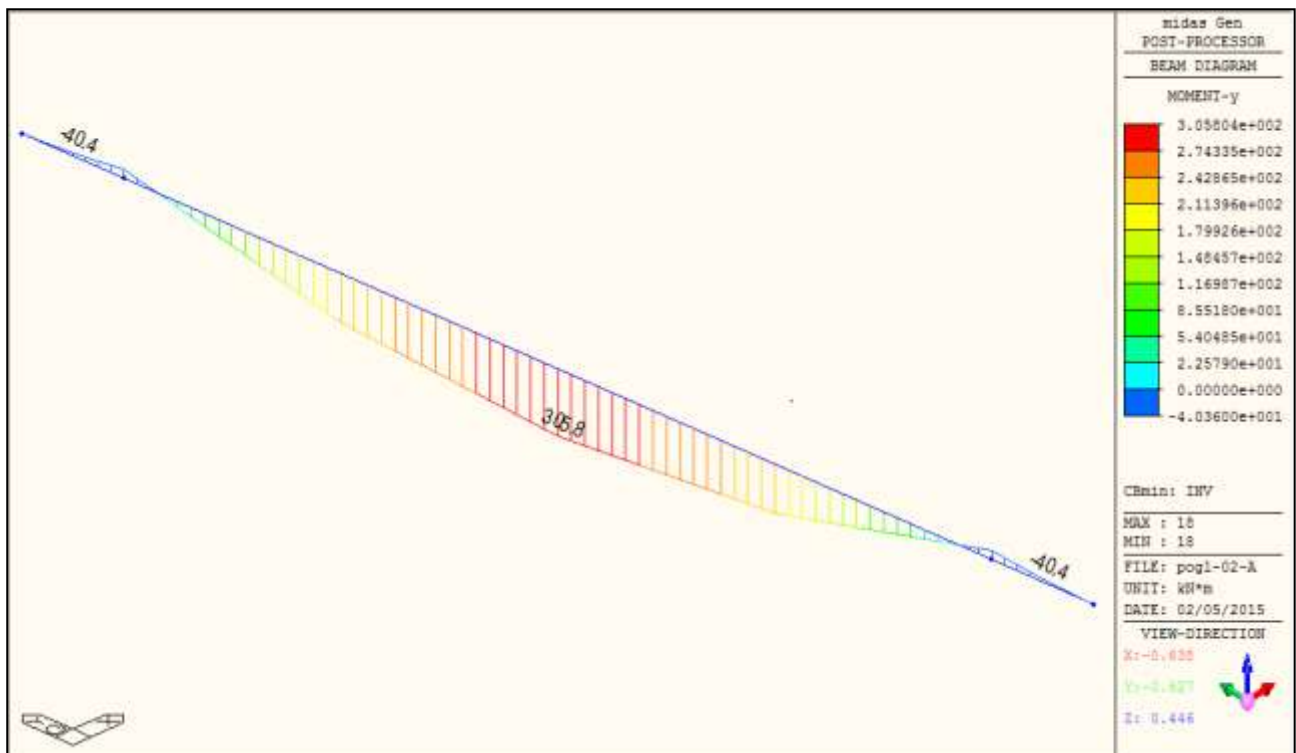


Figura 36 - Diagramma del momento flettente per trave T7, involucro valori massimi negativi.

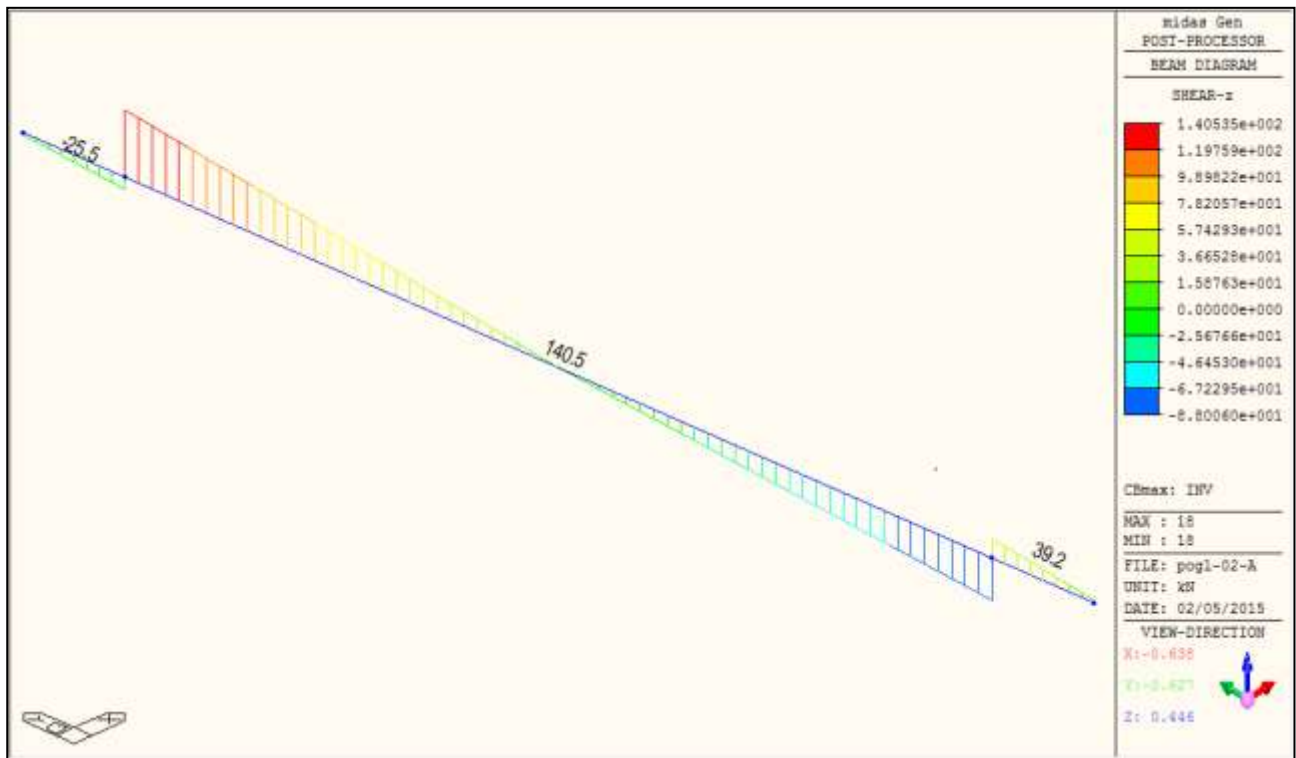


Figura 37 - Diagramma del taglio per trave T7, involucro valori massimi positivi.



Figura 38 - Diagramma del taglio per trave T7, involucro valori massimi negativi.

3.5.2 Verifica a flessione, momento flettente positivo

In riferimento ai diagrammi riportati alle pagine precedenti e in particolare ai valori estremi riportati in legenda, si considera la seguente sollecitazione massima:

$$|M_{Ed}| = 490.9 \text{ kNm}$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **6 ϕ 24 inferiori** disposti su due file, **3 ϕ 24 superiori e 3+3 ϕ 14** disposti lungo l'altezza.

$$|M_{Rd}| = 719.9 \text{ kNm} > |M_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: T75x30-Mpos-A

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

TITOLO : _____

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 15 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	15	37.5
2	15	-37.5
3	-15	-37.5
4	-15	37.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	10	-32.5
2	4.52	0	-32.5
3	4.52	-10	-32.5
4	4.52	10	32.5
5	4.52	0	32.5
6	4.52	-10	32.5

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
Esu 67.5 ‰ Ec2 2 ‰
fyd 391.3 N/mm² Ecu 3.5 ‰
Es 200 000 N/mm² fcd 14.17 ‰
Es/Ec 15 fcc/fcd 0.8 ?
Esyd 1.957 ‰ σc,adm 9.75
σs,adm 255 N/mm² τco 0.6
τc1 1.829

M xRd 719.9 kNm
σc -14.17 N/mm²
σs 391.3 N/mm²
εc 3.5 ‰
εs 7.697 ‰
d 70 cm
x 21.88 x/d 0.3126
δ 0.8307

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
Lo 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Figura 39 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

3.5.3 Verifica a flessione, momento flettente negativo

In riferimento ai diagrammi riportati alle pagine precedenti e in particolare ai valori estremi riportati in legenda, si considera la seguente sollecitazione massima:

$$|M_{Ed}| = 40.4 \text{ kNm}$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **6 ϕ 24 inferiori** disposti su due file, **3 ϕ 24 superiori** e **3+3 ϕ 14** disposti lungo l'altezza.

$$|M_{Rd}| = 471.8 \text{ kNm} > |M_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: T75x30-Mneg-A

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

TITOLO : _____

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 15 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	15	37.5
2	15	-37.5
3	-15	-37.5
4	-15	37.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	10	-32.5
2	4.52	0	-32.5
3	4.52	-10	-32.5
4	4.52	10	32.5
5	4.52	0	32.5
6	4.52	-10	32.5

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 0 kN
M xEd 0 0 kNm
M yEd 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
Esu 67.5 ‰ Ec2 2 ‰
fyd 391.3 N/mm² Ecu 3.5
Es 200 000 N/mm² fcd 14.17
Es/Ec 15 fcc/fcd 0.8 ?
Esyd 1.957 ‰ Gc,adm 9.75
Gs,adm 255 N/mm² tco 0.6
tc1 1.829

M xRd -471.8 kNm
σc -14.17 N/mm²
σs 391.3 N/mm²
εc 3.5 ‰
εs 20 ‰
d 70 cm
x 10.43 x/d 0.149
δ 0.7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
Lo 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Figura 40 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.



3.5.4 Verifica a taglio

In riferimento ai diagrammi riportati alle pagine precedenti e in particolare ai valori estremi riportati in legenda, si considera la seguente sollecitazione massima:

$$|V_{Ed}| = 140.5 \text{ kN}$$

Si considera un'armatura trasversale composta da **staffe $\phi 8/150$** e si pone, in via cautelativa, il parametro $\cotg \theta$ pari all'unità.

$$|V_{Rd}| = 164.3 \text{ kN} > |V_{Ed}| \quad \text{verifica soddisfatta}$$

VERIFICA A TAGLIO	
par. 4.1.2.1.3.2 D.M. 14/01/2008	
A_{sw}	staffe $\phi 8/150$
A_{sw}	100 mm ²
d	700 mm
s	150 mm
$\cotg \theta$	1.0 ---
α	0 °
b_w	300 mm
$z = 0.9 \cdot d$	630 mm
f_{yd}	391.3 MPa
f_{cd}	14.2 MPa
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	7.1 MPa
	
V_{Rds}	164.3 kN
V_{Rdc}	671.0 kN
	
V_{Rd}	164.3 kN

3.6. Pilastri

Le verifiche si riferiscono ai pilastri rettangolari di sezione 40x45 cm: la figura seguente mostra per ciascuno di essi la numerazione e il sistema di riferimento locale al quale sono riferite le azioni sollecitanti. Per ciascun elemento l'estremo "I" (Part "I") è quello inferiore, in corrispondenza della fondazione, e l'estremo "J" (Part "J") quello superiore, in corrispondenza delle travi principali.

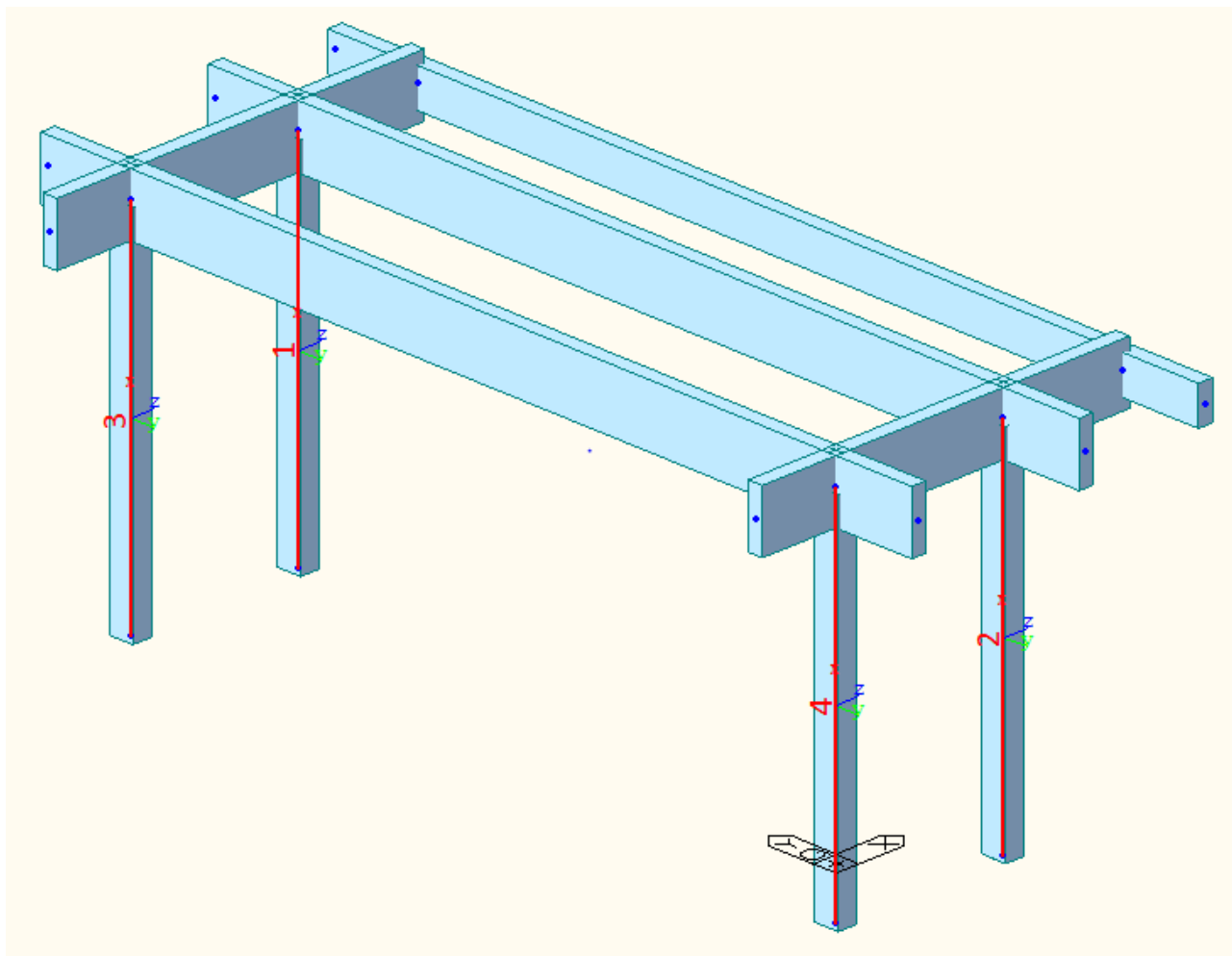
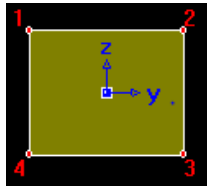


Figura 41 - Schema strutturale con evidenziati gli elementi oggetto di verifica.

A favore di sicurezza le verifiche dei pilastri sono condotte in riferimento a calcestruzzo di classe C28/35 in luogo del più resistente C32/40 previsto a progetto.

3.6.1 Calcolo delle azioni sollecitanti

Il prospetto seguente riporta le sollecitazioni ottenute in ciascuna estremità dei quattro pilastri che sorreggono la copertura per le combinazioni di carico indicate in Tabella 4. In alto è riportato un riassunto con le azioni massime con segno positivo e con segno negativo.



	Axial	Shear-y	Shear-z	Torsion	Moment-y	Moment-z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
min	-788.7	-65.4	-37.1	-2.8	-113.0	-226.8
MAX	-182.2	65.4	37.1	2.8	117.1	226.8

Elem	Load	Part	Axial	Shear-y	Shear-z	Torsion	Moment-y	Moment-z
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	SLU	I[1]	-788.7	-45.0	-4.2	0.1	-6.1	-99.1
1	SLU	J[5]	-746.3	-45.0	-4.2	0.1	19.9	177.8
2	SLU	I[2]	-788.7	45.0	-4.2	-0.1	-6.1	99.1
2	SLU	J[6]	-746.3	45.0	-4.2	-0.1	19.9	-177.8
3	SLU	I[3]	-435.9	-54.5	4.2	0.0	12.6	-120.0
3	SLU	J[7]	-393.4	-54.5	4.2	0.0	-13.4	215.2
4	SLU	I[4]	-435.9	54.5	4.2	0.0	12.6	120.0
4	SLU	J[8]	-393.4	54.5	4.2	0.0	-13.4	-215.2
1	ST_SISMA	I[1]	-504.8	-26.9	-2.7	0.0	-3.9	-59.2
1	ST_SISMA	J[5]	-472.2	-26.9	-2.7	0.0	12.7	106.2
2	ST_SISMA	I[2]	-504.8	26.9	-2.7	0.0	-3.9	59.2
2	ST_SISMA	J[6]	-472.2	26.9	-2.7	0.0	12.7	-106.2
3	ST_SISMA	I[3]	-284.5	-33.3	2.7	0.0	8.0	-73.4
3	ST_SISMA	J[7]	-251.8	-33.3	2.7	0.0	-8.6	131.6
4	ST_SISMA	I[4]	-284.5	33.3	2.7	0.0	8.0	73.4
4	ST_SISMA	J[8]	-251.8	33.3	2.7	0.0	-8.6	-131.6
1	SISMA+X_AMP	I[1]	-574.5	-26.9	31.7	-0.1	103.5	-59.2
1	SISMA+X_AMP	J[5]	-541.8	-26.9	31.7	-0.1	-91.7	106.2
2	SISMA+X_AMP	I[2]	-574.5	26.9	31.7	0.1	103.5	59.2
2	SISMA+X_AMP	J[6]	-541.8	26.9	31.7	0.1	-91.7	-106.2
3	SISMA+X_AMP	I[3]	-214.8	-33.3	37.1	-0.3	115.4	-73.4
3	SISMA+X_AMP	J[7]	-182.2	-33.3	37.1	-0.3	-113.0	131.6
4	SISMA+X_AMP	I[4]	-214.8	33.3	37.1	0.3	115.4	73.4
4	SISMA+X_AMP	J[8]	-182.2	33.3	37.1	0.3	-113.0	-131.6
1	SISMA-X_AMP	I[1]	-435.2	-26.9	-37.1	0.2	-111.3	-59.2
1	SISMA-X_AMP	J[5]	-402.5	-26.9	-37.1	0.2	117.1	106.2
2	SISMA-X_AMP	I[2]	-435.2	26.9	-37.1	-0.2	-111.3	59.2
2	SISMA-X_AMP	J[6]	-402.5	26.9	-37.1	-0.2	117.1	-106.2
3	SISMA-X_AMP	I[3]	-354.1	-33.3	-31.7	0.3	-99.4	-73.3
3	SISMA-X_AMP	J[7]	-321.5	-33.3	-31.7	0.3	95.8	131.6
4	SISMA-X_AMP	I[4]	-354.1	33.3	-31.7	-0.3	-99.4	73.3
4	SISMA-X_AMP	J[8]	-321.5	33.3	-31.7	-0.3	95.8	-131.6
1	SISMA+Y_AMP	I[1]	-519.0	-63.7	-4.2	2.8	-8.7	-176.1
1	SISMA+Y_AMP	J[5]	-486.4	-63.7	-4.2	2.8	17.4	215.4
2	SISMA+Y_AMP	I[2]	-490.6	-9.9	-1.2	2.7	0.9	-57.7
2	SISMA+Y_AMP	J[6]	-458.0	-9.9	-1.2	2.7	8.1	3.0
3	SISMA+Y_AMP	I[3]	-302.8	-65.4	1.2	2.1	3.2	-175.5
3	SISMA+Y_AMP	J[7]	-270.2	-65.4	1.2	2.1	-4.0	226.8
4	SISMA+Y_AMP	I[4]	-266.1	1.2	4.2	2.1	12.8	-28.8
4	SISMA+Y_AMP	J[8]	-233.5	1.2	4.2	2.1	-13.3	-36.3
1	SISMA-Y_AMP	I[1]	-490.6	9.9	-1.2	-2.7	0.9	57.7
1	SISMA-Y_AMP	J[5]	-458.0	9.9	-1.2	-2.7	8.1	-3.0
2	SISMA-Y_AMP	I[2]	-519.0	63.7	-4.2	-2.8	-8.7	176.1
2	SISMA-Y_AMP	J[6]	-486.4	63.7	-4.2	-2.8	17.4	-215.4
3	SISMA-Y_AMP	I[3]	-266.1	-1.2	4.2	-2.1	12.8	28.8
3	SISMA-Y_AMP	J[7]	-233.5	-1.2	4.2	-2.1	-13.3	36.3
4	SISMA-Y_AMP	I[4]	-302.8	65.4	1.2	-2.1	3.2	175.5
4	SISMA-Y_AMP	J[8]	-270.2	65.4	1.2	-2.1	-4.0	-226.8

Tabella 5 - Sollecitazioni agenti sui pilastri.

3.6.2 Verifica a pressoflessione

Dai valori riportati in Tabella 5 si può osservare quanto segue:

- I pilastri presentano azione assiale sempre negativa (di compressione). A favore di sicurezza la verifica è effettuata in flessione semplice.
- I pilastri soggetti ai maggiori sforzi di compressione sono quelli interni, più vicini alla porzione di palestra esistente (elementi 1 e 2, Figura 41).
- Per la combinazione allo SLU, la flessione prevalente risulta nel piano dei telai formati dai pilastri con le rispettive travi longitudinali (piano Y - Z del riferimento globale).
- La torsione propria degli elementi assume in ogni caso valori trascurabili.

Come indicato nella figura seguente, si ipotizza un'armatura complessivamente composta da **12 ϕ 24**, disposti uniformemente lungo il perimetro.

Verifica C.A. S.L.U. - File: P40x45

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

TITOLO :

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	22.5	20
2	22.5	-20
3	-22.5	-20
4	-22.5	20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	17.5	-15
2	4.52	17.5	-5
3	4.52	17.5	5
4	4.52	17.5	15
5	4.52	-17.5	-15
6	4.52	-17.5	-5

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

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} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

Calcoli

M_{xRd} 310.6 kNm
M_{yRd} 0 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 7.826 ‰
d 35 cm
x 10.82 x/d 0.309
 δ 0.8263

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

☐ Precompresso

Figura 42 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

Le verifiche a flessione deviata (con azione assiale nulla) sono riassunte attraverso un grafico che rappresenta il dominio di rottura della sezione in c.a. (in blu) e i punti determinati dalle coppie di momenti sollecitanti (in rosso), questi ultimi ricadono all'interno del dominio resistente, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

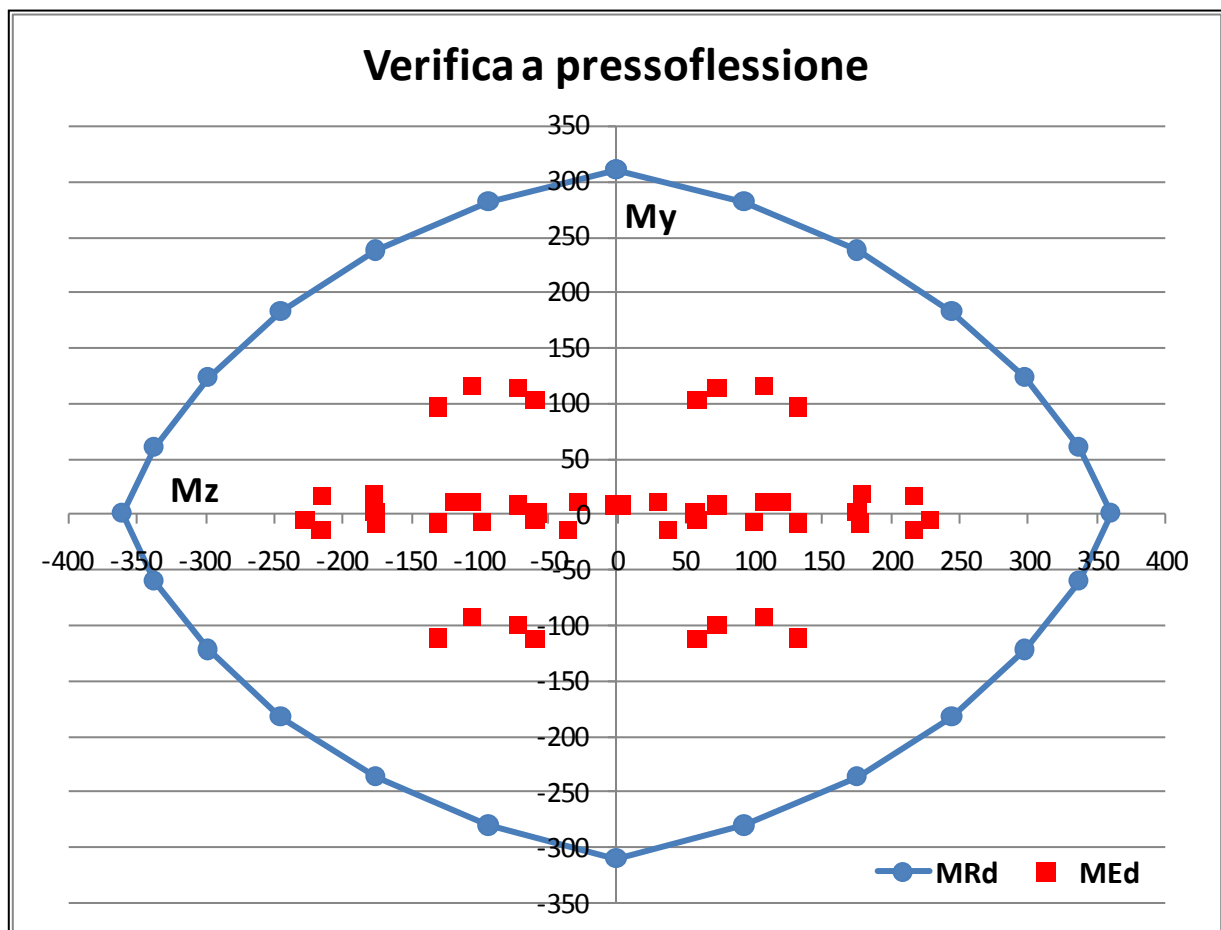
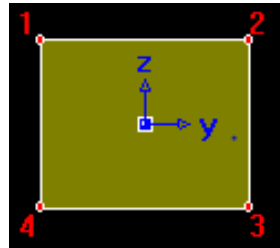


Figura 43 - Dominio di rottura e verifiche a pressoflessione dei pilastri.

3.6.3 Verifica a taglio



In riferimento ai valori sollecitanti massimi riportati in Tabella 5, le verifiche sono condotte in ciascuna delle due direzioni principali della sezione.

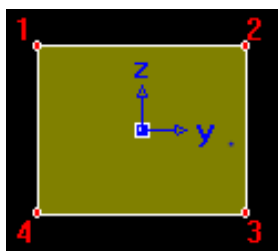
Si considera un'armatura trasversale composta da **staffe $\phi 8/150$** e si pone, in via cautelativa, il parametro $\cotg \theta$ pari all'unità.

Direzione locale y

$$|V_{Ed}| = 65.4 \text{ kN}$$

$$|V_{Rd}| = 93.9 \text{ kN} > |V_{Ed}| \text{ verifica soddisfatta}$$



VERIFICA A TAGLIO	
par. 4.1.2.1.3.2 D.M. 14/01/2008	
A_{sw}	staffe $\phi 8/150$
A_{sw}	100 mm ²
d	400 mm
s	150 mm
$\cotg \theta$	1.0 ---
α	0 °
b_w	400 mm
$z = 0.9 \cdot d$	360 mm
f_{yd}	391.3 MPa
f_{cd}	15.9 MPa
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	7.95 MPa
	
V_{Rds}	93.9 kN
V_{Rdc}	572.4 kN
	
V_{Rd}	93.9 kN

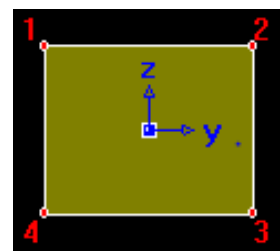


Direzione locale z

$$|V_{Ed}| = 37.1 \text{ kN}$$

$$|V_{Rd}| = 82.2 \text{ kN} > |V_{Ed}| \text{ verifica soddisfatta}$$

VERIFICA A TAGLIO	
par. 4.1.2.1.3.2 D.M. 14/01/2008	
A_{sw}	staffe $\phi 8/150$
A_{sw}	100 mm ²
d	350 mm
s	150 mm
$\cotg \theta$	1.0 ---
α	0 °
b_w	450 mm
$z = 0.9 \cdot d$	315 mm
f_{yd}	391.3 MPa
f_{cd}	15.9 MPa
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	7.95 MPa
	
V_{Rds}	82.2 kN
V_{Rdc}	563.5 kN
	
V_{Rd}	82.2 kN



3.6.4 Verifica della snellezza limite

In accordo al punto 4.1.2.1.7.2 del D.M. 14/01/2008, gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza (λ) non supera il valore limite (λ_{lim}) definita dalla relazione 4.1.33 del medesimo testo normativo, ripresa dal punto 5.8.3.1 dell'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1:2005, con la precisazione dei parametri nazionali.

$$\lambda_n = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}} \geq \lambda \leq \frac{l_0}{i}$$

Per il significato dei parametri si rimanda al citato paragrafo del D.M. 14/01/2008. Per la verifica della snellezza limite, condotta per ciascuna delle due direzioni principali della sezione, si adottano le seguenti ipotesi:

- L'azione assiale considerata per la verifica è la massima indicata in Tabella 5 (con valore arrotondato), corrispondente alla combinazione più gravosa dei carichi gravitazionali (SLU).
- In entrambe le direzioni la lunghezza dell'elemento ($l = 565$ cm) è pari alla luce netta tra l'estradosso del cordolo posto sopra il plinto di fondazione e l'intradosso delle travi ribassate, così come indicato dagli elaborati grafici. La lunghezza libera di inflessione (l_0) coincide con quella dell'elemento (l) in entrambe le direzioni: in virtù della notevole rigidezza della struttura di copertura, la situazione più rispondente al caso in esame tra quelle indicate in Figura 44, risulta infatti la (e).
- Il coefficiente C , come esplicitato anche dall'EC2, può essere assunto ≤ 1.7 (con limite inferiore posto pari a 0.7) se i momenti flettenti in estremità all'elemento provocano trazione sullo stesso lato, > 1.7 (con limite superiore posto pari a 2.7) in caso contrario. Come si può osservare dalla Tabella 5, in direzione z (flessioni attorno a y), i momenti flettenti allo SLU sono di entità trascurabile, pertanto si fa riferimento al caso di compressione semplice adottando $C = 1.7$; in direzione y (flessioni attorno a z), il verso della flessione è opposto nei due estremi del pilastro, cautelativamente si adotta comunque $C = 1.7$.

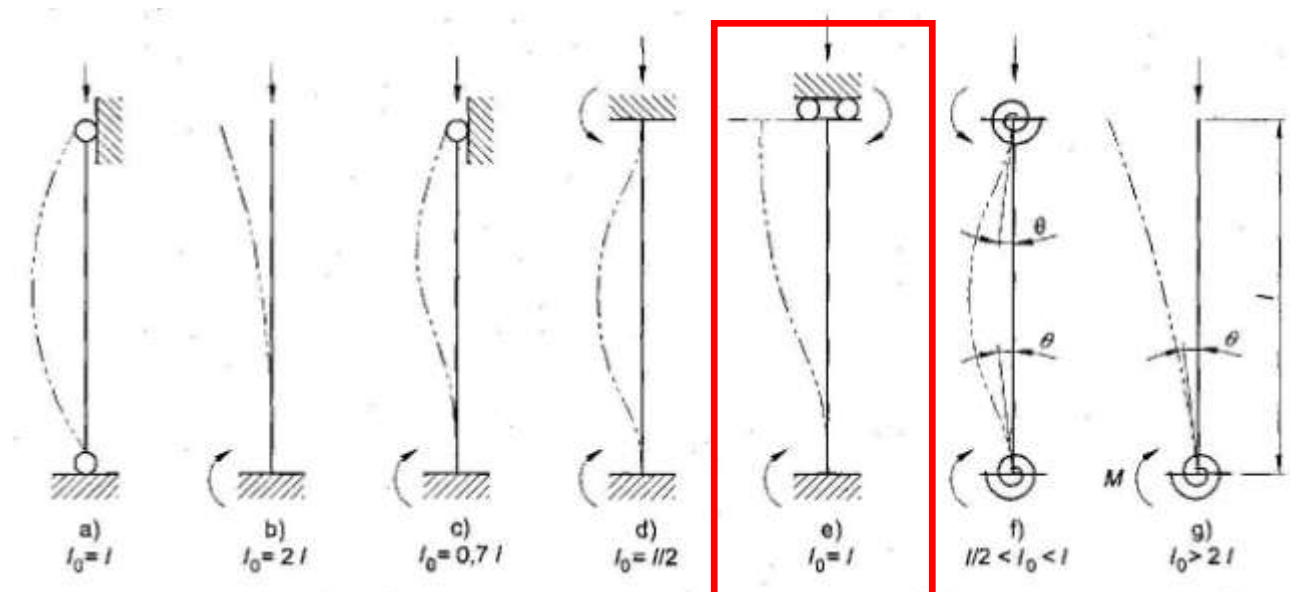
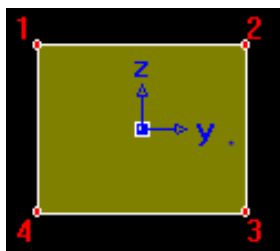


Figura 44 - Lunghezza libere d'inflessione, fig. 5.7 UNI EN 1992-1-1:2005.

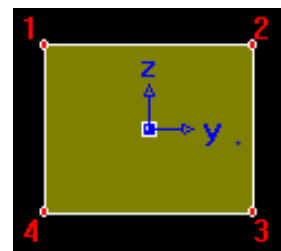
Direzione locale y (attorno a z)

VERIFICA SNELLEZZA PILASTRO	
eq. 4.1.33 D.M. 14/01/2008	
b	45 cm
h	40 cm
f_{ck}	28.0 MPa
N_{Ed} (SLU)	790 kN
l (z)	565 cm
C (z)	1.70 ---
$A = A_c$	1800 cm ²
f_{cd}	15.9 MPa
ν	0.28 ---
l_0 (z)	565 cm
J (z)	303750 cm ⁴
i (z)	12.99 cm
↓↓↓↓	
λ	43.5 ---
λ_{lim}	49.8 ---
↓↓↓↓	
λ / λ_{lim}	0.87 ok



Direzione locale z (attorno a y)

VERIFICA SNELLEZZA PILASTRO	
eq. 4.1.33 D.M. 14/01/2008	
b	45 cm
h	40 cm
f_{ck}	28.0 MPa
N_{Ed} (SLU)	790 kN
l (y)	565 cm
C (y)	1.70 ---
$A = A_c$	1800 cm ²
f_{cd}	15.9 MPa
ν	0.28 ---
l_0 (y)	565 cm
J (y)	240000 cm ⁴
i (y)	11.55 cm
↓↓↓↓	
λ	48.9 ---
λ_{lim}	49.8 ---
↓↓↓↓	
λ / λ_{lim}	0.98 ok



Dalle verifiche condotte si evince che nel caso in esame è possibile limitarsi ad analisi al primo ordine trascurando gli effetti dell'instabilità negli elementi compressi.

Come si può osservare dai prospetti precedenti, la snellezza limite (λ_{lim}) si attesta in entrambe le direzioni attorno a 50, valore preso come riferimento già nelle norme tecniche precedenti, in particolare il D.M. 14/02/1992 (par. 3.1.12).

Figura 45 - Schema della struttura con numerazione degli elementi (in rosso) e dei nodi (in nero).

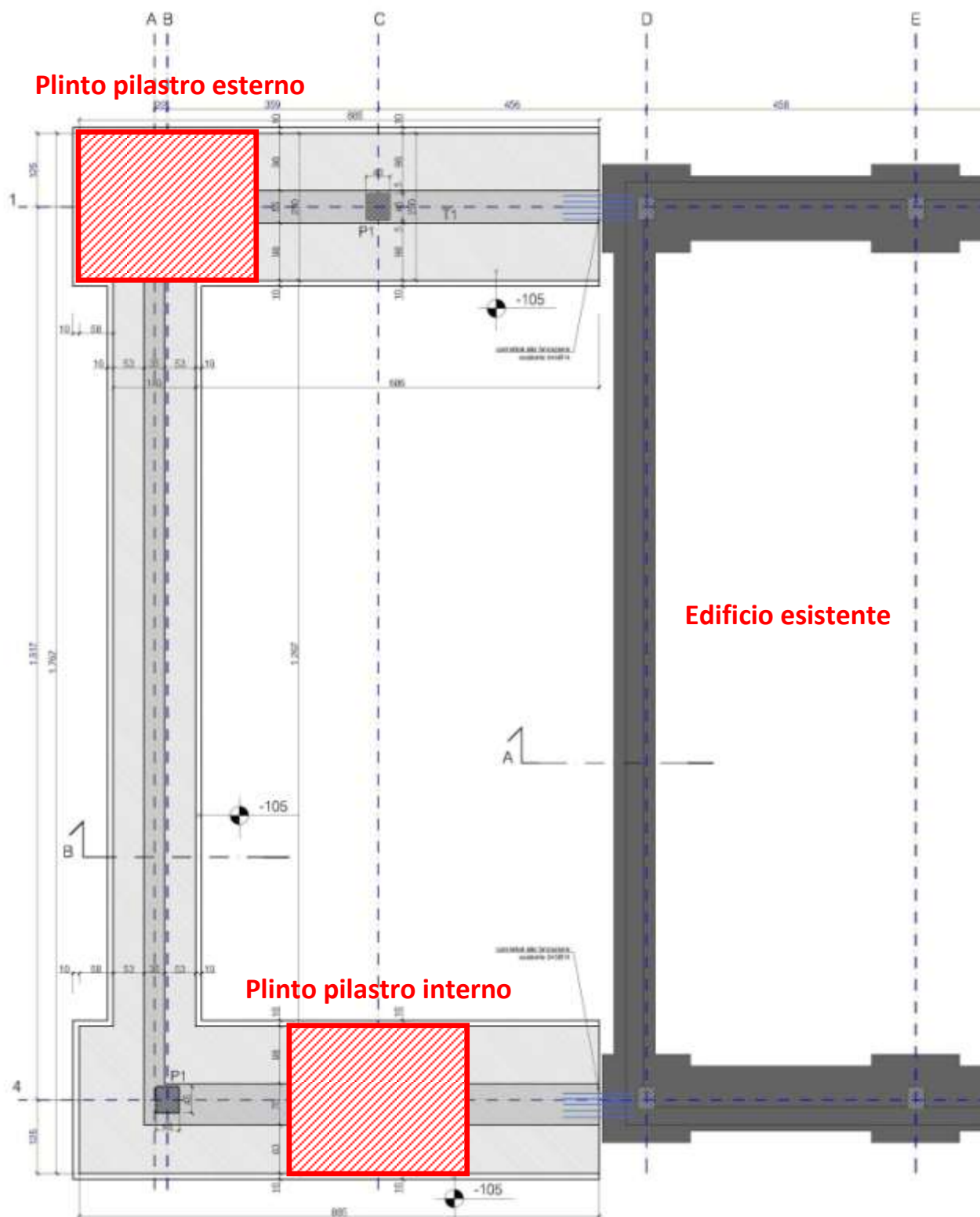


Figura 46 - Stralcio della pianta delle fondazioni (tavola S01).

REAZIONI VINCOLARI PILASTRI INTERNI (LATO EDIFICIO ESISTENTE) CON PESO FONDAZIONE							
Verifica	Node	Load	FX	FY	FZ	MX	MY
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Verifica 1	1	SLU_FOND	4.2	-45.0	929.1	121.6	8.2
	2	SLU_FOND	4.2	45.0	929.1	-121.6	8.2
	1	SISMA+X_AMP_FOND	-31.7	-26.9	682.5	72.6	-119.3
	2	SISMA+X_AMP_FOND	-31.7	26.9	682.5	-72.6	-119.3
Verifica 3	1	SISMA-X_AMP_FOND	37.1	-26.9	543.2	72.6	129.9
	2	SISMA-X_AMP_FOND	37.1	26.9	543.2	-72.6	129.9
Verifica 5	1	SISMA+Y_AMP_FOND	4.2	-63.7	627.0	207.9	10.8
	2	SISMA+Y_AMP_FOND	1.2	-9.9	598.6	62.6	-0.3
	1	SISMA-Y_AMP_FOND	1.2	9.9	598.6	-62.6	-0.3
	2	SISMA-Y_AMP_FOND	4.2	63.7	627.0	-207.9	10.8
Corrispondenza simboli per verifica fondazione			FX \equiv TI	FY \equiv Tb	FZ \equiv N	MX \equiv Mb	MY \equiv MI

Tabella 6 - Sollecitazioni per la verifica dei plinti di fondazione, in evidenza i casi significativi.

REAZIONI VINCOLARI PILASTRI ESTERNI (LATO VIA N. SAURO) CON PESO FONDAZIONE							
Verifica	Node	Load	FX	FY	FZ	MX	MY
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Verifica 2	3	SLU_FOND	-4.2	-54.5	576.3	147.2	-14.7
	4	SLU_FOND	-4.2	54.5	576.3	-147.2	-14.7
Verifica 4	3	SISMA+X_AMP_FOND	-37.1	-33.3	322.8	90.0	-133.9
	4	SISMA+X_AMP_FOND	-37.1	33.3	322.8	-90.0	-133.9
	3	SISMA-X_AMP_FOND	31.7	-33.3	462.1	90.0	115.2
	4	SISMA-X_AMP_FOND	31.7	33.3	462.1	-90.0	115.2
Verifica 6	3	SISMA+Y_AMP_FOND	-1.2	-65.4	410.8	208.2	-3.8
	4	SISMA+Y_AMP_FOND	-4.2	1.2	374.1	28.2	-14.9
	3	SISMA-Y_AMP_FOND	-4.2	-1.2	374.1	-28.2	-14.9
	4	SISMA-Y_AMP_FOND	-1.2	65.4	410.8	-208.2	-3.8
Corrispondenza simboli per verifica fondazione			FX \equiv TI	FY \equiv Tb	FZ \equiv N	MX \equiv Mb	MY \equiv MI

Tabella 7 - Sollecitazioni per la verifica dei plinti di fondazione, in evidenza i casi significativi.

Le pagine seguenti mostrano le verifiche per le combinazioni di azioni più significative evidenziate nelle tabelle precedenti: in tutti i casi le verifiche della portata delle fondazioni superficiali e dello scorrimento rispetto al piano di posa risultano soddisfatte. Rispetto a quanto indicato al par. 2.2, in via cautelativa si adotta nelle verifiche un angolo di attrito pari a 28°. Si considerano inoltre per il substrato al di sotto del piano di posa e per il materiale di riempimento a fianco delle fondazioni pesi specifici rispettivamente pari a 18 kN/m³ e a 15 kN/m³.

Verifica 1 - SLU - Pilastri interni

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$q_{lim} = c'N_c \sin \alpha + q'N_q \sin \alpha + 0.5 \gamma B N_{\gamma} \sin \alpha + \gamma B q'N_{\gamma} \cos \alpha$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_H =$ Eccentricità in direzione B ($e_H = M/H$)

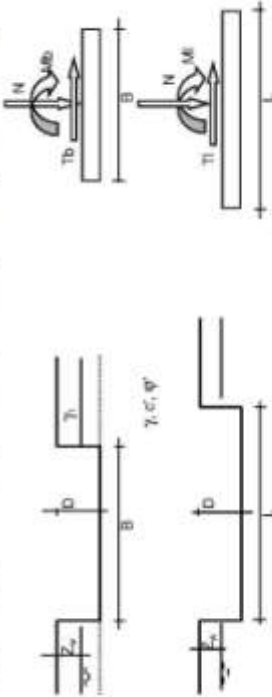
$e_L =$ Eccentricità in direzione L ($e_L = M/L$) (per fondazione rastiforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

$B^* =$ Lunghezza fittizia della fondazione ($B^* = B + 2e_H$)

$L^* =$ Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L + 2e_L$)

(per fondazione rastiforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali				resistenze	
	azioni permanenti	azioni temporanee variabili	proprietà del terreno	tan ϕ'	c'	q'_{lim}
A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.25	1.25
S1S1A	1.00	1.00	1.25	1.25	1.25	1.25
Stato Limite Ultimo	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
A1+M1+R3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
S1S1A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00



(Per fondazione rastiforme $L = 100$ m)

B	=	2.50	(m)
L	=	3.00	(m)
D	=	0.50	(m)



s_u, b_u, b_v : fattori di inclinazione base della fondazione		$\beta + \beta_0 < 45^\circ$	
$b_u = (1 - \beta \cdot \tan \varphi)^2$	$\beta + \beta_0 =$	0.00	
$b_v = 1.00$			
$b_v = b_u \cdot (1 - b_u) / (N_u \cdot \tan \varphi)$			
$b_v = 1.00$			
$b_v = b_u$			
$b_v = 1.00$			
g_u, g_v, g_t : fattori di inclinazione piano di campagna			
$g_u = (1 - \tan \varphi)^2$	$\beta + \beta_0 =$	0.00	
$g_v = 1.00$			
$g_t = g_u \cdot (1 - g_u) / (N_u \cdot \tan \varphi)$			
$g_t = 1.00$			
$g_t = g_u$			
$g_t = 1.00$			
Carico limite unitario			
$q_{lim} = 360.07$	(kN/m ²)		
Pressione massima agente			
$q = N / B \cdot L$			
$q = 138.37$	(kN/m ²)		
Verifica di sicurezza capacità portante			
$q_{lim} / \gamma_k =$	156.55	γ	$q =$
			138.37 (kN/m ²)
VERIFICA A SCORRIMENTO			
Carico agente			
$H_d =$	45.00	(kN)	
Azione Resistente			
$S_d = N \cdot \tan(\varphi) + c' \cdot B \cdot L$			
$S_d =$	494.01	(kN)	
Verifica di sicurezza allo scorrimento			
$S_d / \gamma_k =$	449.1	γ	$H_d =$
			45.00 (kN)

Verifica 2 - SLU - Pilastri esterni

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$q_{lim} = c' N_c \text{ se } c > 0 \text{ kg/m}^2 + q N_q \text{ se } q > 10 \text{ kPa} + 0.5 \gamma B N_{\gamma} \text{ se } \gamma > 10 \text{ kN/m}^3$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_H =$ Eccentricità in direzione B ($e_H = M_B/H$)

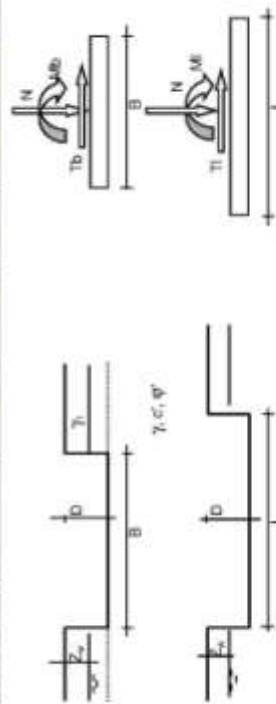
$e_L =$ Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/H$) (per fondazione rastriiforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

$B^* =$ Lunghezza fittizia della fondazione ($B^* = B + 2 \cdot e_H$)

$L^* =$ Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L + 2 \cdot e_L$)

(per fondazione rastriiforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali				resistenze	
	azioni permanenti	azioni temporanee variabili	proprietà del terreno	tan ϕ'	c'	q_{lim}
A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.25	1.25
SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.25	1.00
Stato Limite Ultimo	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.10
A1+M1+R3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.10



(Per fondazione rastriiforme $L = 100 \text{ m}$)

B	=	2.50	(m)
L	=	3.00	(m)
D	=	0.50	(m)



$\mu_H = 0.00$ (%)

$\mu_\phi = 0.00$ (%)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	576.30		576.30
M _B [kNm]	147.20		147.20
M _L [kNm]	0.00		0.00
T _B [kN]	54.50		54.50
T _L [kN]	0.00		0.00
H [kN]	54.50	0.00	54.50

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 15.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mc)

$\phi' = 28.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$

$\phi' = 28.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5.00$ (m)

$a_b = 0.26$ (m)

$a_s = 0.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 7.50$ (kN/mc)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot q \cdot (1 + \tan \phi')$

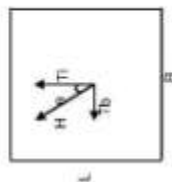
$N_q = 14.72$

$N_c = (N_q - 1) \tan \phi'$

$N_c = 25.80$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$

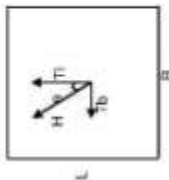
$N_\gamma = 16.72$





Verifica 3 - SISMA DIREZIONE X Pilastri interni

s_1, s_2, s_3 : fattori di forma		b_1, b_2, b_3 : fattori di inclinazione base della fondazione	
$s_1 = 1 + B \cdot N_d / (L \cdot N_c)$		$b_1 = (1 - \beta \cdot \tan \varphi)^2$	$\beta = \beta_0 = 0.00$
$s_2 = 1.51$		$b_2 = 1.00$	$\beta = \beta_0 < 45^\circ$
$s_3 = 1 + B \cdot \tan \varphi / L$		$b_3 = b_1 \cdot (1 - b_2) / (N_d \cdot \tan \varphi)$	
$s_4 = 1.47$		$b_4 = 1.00$	
$s_5 = 1 - 0.4 \cdot B / L$		$b_5 = b_3$	
$s_6 = 0.65$		$b_6 = 1.00$	
l_1, l_2, l_3 : fattori di inclinazione del carico		g_1, g_2, g_3 : fattori di inclinazione piano di campagna	
$m_1 = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1.53$	$\theta = \arctan(T_b / T_v) = 35.94^\circ$	$g_1 = (1 - \tan \beta_0)^2$	$\beta = \beta_0 = 0.00$
$m_2 = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1.47$	$m = 1.49$	$g_2 = 1.00$	
$l_1 = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \varphi))^{1/n}$	$(n=2 \text{ nel caso di fondazione nasiforme e } m=(\pi/4 \sin^2 \theta + \pi/4 \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi})$	$g_3 = g_1 \cdot (1 - g_2) / (N_d \cdot \tan \varphi)$	$\beta = \beta_0 < 45^\circ$
$l_4 = 0.88$		$g_4 = 1.00$	
$l_5 = l_1 \cdot (1 - l_2) / (N_d \cdot 1)$		$g_5 = g_1$	
$l_6 = 0.87$		$g_6 = 1.00$	
$l_7 = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \varphi))^{1/(n+1)}$			
$l_8 = 0.80$			
d_1, d_2, d_3 : fattori di profondità del piano di appoggio		Carico limite unitario	
per $D/B \leq 1$; $d_1 = 1 + 2 \cdot D \cdot \tan \varphi / (1 - \sin \varphi)^2 / B$		$q_{lim} = 326.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	
per $D/B > 1$; $d_1 = 1 + (2 \cdot \tan \varphi / (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan(D/B)$		Pressione massima agente	
$d_2 = 1.07$		$q = N / B \cdot L$	
$d_3 = 1$		$q = 96.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	
$d_4 = 1.00$		Verifica di sicurezza capacità portante	
$d_5 = d_1 \cdot (1 - d_2) / (N_d \cdot \tan \varphi)$		$q_{lim} / \gamma_k = 141.78$	$z = 96.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
$d_6 = 1.07$			
VERIFICA A SCORRIMENTO			
Carico agente			
$H_d = 45.83 \text{ (kN)}$			
Azione Resistente			
$S_d = N \cdot \tan(\varphi) + c' \cdot B \cdot L$			
$S_d = 288.72 \text{ (kN)}$			
Verifica di sicurezza allo scorrimento			
$S_d / H_d = 262.47$	$z = 45.83$	$H_d = 45.83 \text{ (kN)}$	



Verifica 4 - SISMA DIREZIONE X Pilastrini esterni

Fondazioni Dirette.
Verifica in tensioni efficaci

$q_{lim} = c'N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot q_s + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot q_d + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot q_{\gamma}$

D = Profondità del piano di appoggio

e_{H1} = Eccentricità in direzione B ($e_{H1} = M_1/H$)

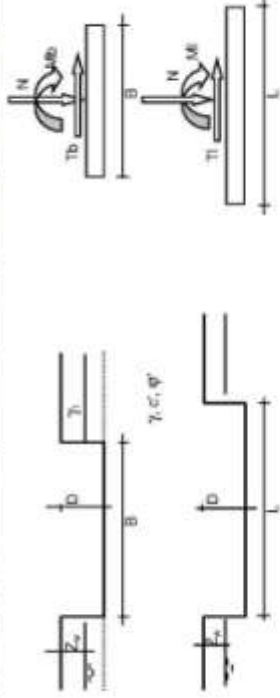
e_{H2} = Eccentricità in direzione L ($e_{H2} = M_2/H$) (per fondazione rastriiforme $e_{H2} = 0$; $L^* = L$)

B^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($B^* = B \cdot 2^{\gamma_{eH1}}$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L \cdot 2^{\gamma_{eH2}}$)

(per fondazione rastriiforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali				resistenze	
	azioni permanenti	azioni temporanee variabili	proprietà del terreno tan ϕ'	c'	q'_{lim}	scorr
A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.50	1.00
A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
Stato Limite Ultimo	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione rastriiforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 3.00 (m)
D = 0.50 (m)



$\mu_H = 0.00$ (%)

$\mu_P = 0.00$ (%)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	322.80		322.80
Mb [kNm]	90.00		90.00
Ms [kNm]	133.90		133.90
Tb [kN]	33.30		33.30
Tl [kN]	37.10		37.10
H [kN]	49.65	0.00	49.65

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 15.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mc)
 $\phi' = 28.00$ (°)

Valori di progetto
 $c' = 0.00$ (kN/mc)
 $\phi' = 28.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_{fw} = 5.00$ (m)

$a_b = 0.26$ (m)
 $a_s = 0.41$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 7.50$ (kN/mc)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot q \cdot (1 + \gamma \cdot Z_{fw} / q)$

$N_q = 14.72$

$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$

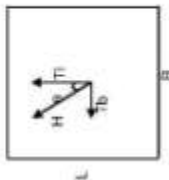
$N_c = 25.80$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan^2 \phi'$

$N_\gamma = 16.72$

Verifica 4 - SISMA DIREZIONE X Pilastri esterni

s_1, s_2, s_3 : fattori di forma		b_1, b_2, b_3 : fattori di inclinazione base della fondazione	
$s_1 = 1 + B \cdot N_d / (L \cdot N_c)$		$b_1 = (1 - \beta \cdot \tan \varphi)^2$	$\beta = \beta_0 < 45^\circ$
$s_2 = 1.51$		$b_2 = 1.00$	
$s_3 = 1 + B \cdot \tan \varphi / L$		$b_3 = b_1 \cdot (1 - b_2) / (N_c \cdot \tan \varphi)$	
$s_4 = 1.48$		$b_4 = 1.00$	
$s_5 = 1 + 0.4 \cdot B / L$		$b_5 = b_3$	
$s_6 = 0.64$		$b_6 = 1.00$	
l_1, l_2, l_3 : fattori di inclinazione del carico		g_1, g_2, g_3 : fattori di inclinazione piano di campagna	
$m_1 = (2 + B / L) / (1 + B / L)$	1.53	$g_1 = (1 - \tan \beta_0)^2$	$\beta = \beta_0 < 45^\circ$
$m_2 = (2 + L / B) / (1 + L / B)$	1.47	$g_2 = 1.00$	
$l_1 = (1 + H(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \varphi))^{1/n}$		$g_3 = g_1 \cdot (1 - g_2) / (N_c \cdot \tan \varphi)$	
$l_2 = 0.78$		$g_4 = 1.00$	
$l_3 = l_1 \cdot (1 - l_2) / (N_c \cdot 1)$		$g_5 = g_4$	
$l_4 = 0.76$		$g_6 = 1.00$	
$l_5 = (1 + H(N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \varphi))^{1/(n-1)}$			
$l_6 = 0.66$		Carico limite unitario	
d_1, d_2, d_3 : fattori di profondità del piano di appoggio		$q_{lim} = 250.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	
per $D/B \leq 1$; $d_1 = 1 + 2 \cdot D \cdot \tan \varphi / (1 - \sin \varphi)^2 / B$		Pressione massima agente	
per $D/B > 1$; $d_1 = 1 + (2 \cdot \tan \varphi / (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B)$		$q = N / B \cdot L$	
$d_2 = 1.08$		$q = 76.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	
$d_3 = d_1 \cdot (1 - d_2) / (N_c \cdot \tan \varphi)$		Verifica di sicurezza capacità portante	
$d_4 = 1.08$		$q_{lim} / \gamma_k = 113.01$	$z = 76.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
$d_5 = 1$			
$d_6 = 1.00$			
		VERIFICA A SCORRIMENTO	
		Carico agente	
		$H_d = 49.85 \text{ (kN)}$	
		Azione Resistente	
		$S_d = N \cdot \tan(\varphi) + c' \cdot B \cdot L$	
		$S_d = 171.64 \text{ (kN)}$	
		Verifica di sicurezza allo scorrimento	
		$S_d / H_d = 156.04$	$z = 49.85 \text{ (kN)}$



Verifica 5 - SISMA DIREZIONE Y - Pilastri interni

Fondazione Diretta

Verifica in tensioni efficaci

$$\text{glim} = c(\text{No}, \text{so}, \text{do}, \text{be}, \text{de} + q, \text{Ma}, \text{sq}, \text{bi}, \text{lo}, \text{ba}, \text{bs}, \text{by}, \text{b} + \text{de}, \text{by}, \text{b}, \text{so}, \text{do}, \text{be}, \text{de} + \text{No}), j \text{ with}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$$e_H = \text{Eccentricità in direzione } \theta \quad (e_H = \text{Mbt}/N)$$

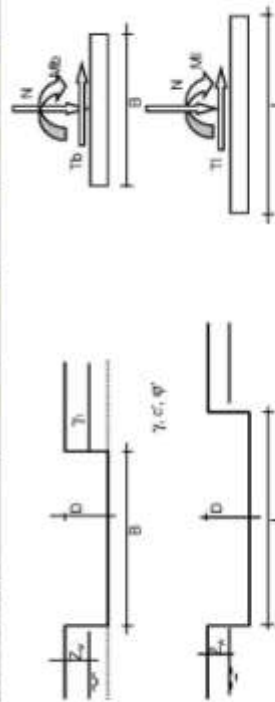
e_1 = Eccentricità in direzione L (α_1 = MIN)
(per fondazione nastroforme $\alpha_1 = 0$; $L^* = L$)

$B^* =$ Larghezza fessura della fondazione ($B^* = B \cdot 2^{\circ} \text{cm}$)

$L^* =$ Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L \cdot 2^{\text{ra}}$)

(per fondazione nautiforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		azioni	coefficienti parziali		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	ϕ_{lim}
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+P2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,60
	S1S1A	1,00	1,00	1,25	1,25	1,60
Stato Limite S1S1A	A1+M1+P3	1,30	1,50	1,00	1,00	2,50
	S1S1A	1,00	1,00	1,00	1,00	2,50
Tensioni Ammissibili		1,00	1,00	1,00	1,00	3,60
		1,00	1,00	1,00	1,00	2,50



(Paper fundazione nastroforma L = 100 m)

Year	2000	2001	2002
2000	2.50	2.00	1.50
2001	2.50	2.00	1.50
2002	2.50	2.00	1.50



	AZIONI		Valori di capitale
	valori di input potenziali	Nonpotenziali	
N [N]	627.00		627.00
Mb [K]	207.90		207.90
M [N]	0.00		0.00
Tb [K]	63.70		63.70
T [N]	0.00		0.00
H [N]	63.70	0.00	63.70

Presso unità di volume del terreno

7	=	15.00	(kN/mc)
---	---	-------	---------

18.00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del cemento

$d^i = 0.00$ (kN/mq)

$q' = 24.00$ (7)

Profondità della fatica

$$Z_{W2} = 5.00 \text{ (m)}$$

10

q : sovraccarico alla profondità D

© 2001 Blackwell Science Ltd *Journal of Internal Medicine* 250: 115–122

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

1

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$(\text{CuO})_2 = 159.16 \text{ g/mol}$$

No. 1472

$$N_{\text{Cr}} = (M_{\text{Cr}} - 1) \text{ transes}$$

$N_c = 25.80$

$$N_{\text{H}} = 2^{\text{M}(\text{Mg} - 1)^{\text{range}}}$$

16.72
MW =

s_u, s_{u_0}, s_v : fattori di inclinazione base della fondazione		b_u, b_v : fattori di inclinazione base della fondazione	
$s_u = 1 + B^2 N_q / (L^2 N_c)$	$s_v = 1 + B^2 N_q / (L^2 N_c)$	$b_u = (1 - \beta \cdot \tan \varphi)^2$	$b_v = (1 - \beta \cdot \tan \varphi)^2$
$s_u = 1.35$	$s_v = 1.35$	$\beta = 0.00$	$\beta = 0.00$
s_{u_0}, s_{u_0}, s_v : fattori di inclinazione del carico		b_{u_0}, b_{v_0} : fattori di inclinazione piano di campagna	
$s_{u_0} = 1 + B^2 \tan \varphi / L^2$	$s_{u_0} = 1 + B^2 \tan \varphi / L^2$	$b_{u_0} = b_{u_0} \cdot (1 - b_{u_0}) / (N_c \tan \varphi)$	$b_{v_0} = b_{v_0}$
$s_{u_0} = 1.30$	$s_{u_0} = 1.30$	$b_{u_0} = 1.00$	$b_{v_0} = 1.00$
$s_v = 1 + 0.4 B^2 / L^2$	$s_v = 1 + 0.4 B^2 / L^2$	$b_{u_0} = b_{u_0}$	$b_{v_0} = b_{v_0}$
$s_v = 0.76$	$s_v = 0.76$	$b_{u_0} = 1.00$	$b_{v_0} = 1.00$
m, m_0, m_1, m_2 : fattori di inclinazione piano di campagna		g_u, g_v, g_v : fattori di inclinazione piano di campagna	
$m = (2 + B^2 / L^2) / (1 + B^2 / L^2)$	$m = (2 + B^2 / L^2) / (1 + B^2 / L^2)$	$g_u = (1 - \tan \varphi)^2$	$g_v = (1 - \tan \varphi)^2$
$m = 1.62$	$m = 1.62$	$g_u = 1.00$	$g_v = 1.00$
$m_0 = (2 + L^2 / B^2) / (1 + L^2 / B^2)$	$m_0 = (2 + L^2 / B^2) / (1 + L^2 / B^2)$	$g_u = g_u \cdot (1 - g_u) / (N_c \tan \varphi)$	$g_v = g_v$
$m_0 = 1.38$	$m_0 = 1.38$	$g_u = 1.00$	$g_v = 1.00$
i_0, i_1, i_2 : fattori di inclinazione piano di campagna		q, q_0, q_1, q_2 : fattori di inclinazione piano di campagna	
$i_0 = (1 - H(N + B \cdot L^2 \cdot c \cot \varphi))^{1/2}$	$i_0 = (1 - H(N + B \cdot L^2 \cdot c \cot \varphi))^{1/2}$	$q = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_0 = (1 - \tan \varphi)^2$
$i_0 = 0.84$	$i_0 = 0.84$	$q = 1.00$	$q_0 = 1.00$
$i_1 = (1 - L^2 / B^2) / (1 + L^2 / B^2)$	$i_1 = (1 - L^2 / B^2) / (1 + L^2 / B^2)$	$q_1 = q_1$	$q_1 = q_1$
$i_1 = 0.83$	$i_1 = 0.83$	$q_1 = 1.00$	$q_1 = 1.00$
$i_2 = (1 - H(N + B \cdot L^2 \cdot c \cot \varphi))^{1/2}$	$i_2 = (1 - H(N + B \cdot L^2 \cdot c \cot \varphi))^{1/2}$	$q_2 = q_2$	$q_2 = q_2$
$i_2 = 0.76$	$i_2 = 0.76$	$q_2 = 1.00$	$q_2 = 1.00$
d_u, d_v, d_v : fattori di inclinazione del piano di inclinazione		d_u, d_v, d_v : fattori di inclinazione del piano di inclinazione	
$d_u = d_u \cdot (1 - d_u) / (N_c \tan \varphi)$	$d_u = d_u \cdot (1 - d_u) / (N_c \tan \varphi)$	$d_u = d_u \cdot (1 - d_u) / (N_c \tan \varphi)$	$d_u = d_u \cdot (1 - d_u) / (N_c \tan \varphi)$
$d_u = 1.00$	$d_u = 1.00$	$d_u = 1.00$	$d_u = 1.00$
$d_v = 1$	$d_v = 1$	$d_v = 1$	$d_v = 1$
$d_v = 1.00$	$d_v = 1.00$	$d_v = 1.00$	$d_v = 1.00$
q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna		q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna	
$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$
$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$
q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna		q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna	
$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$
$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$
q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna		q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna	
$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$
$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$
q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna		q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna	
$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$
$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$
q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna		q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna	
$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$
$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$
q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna		q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna	
$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$
$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$	$q_{lim} = 1.00$
q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna		q_{lim}, q_{lim} : fattori di inclinazione piano di campagna	
$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	$q_{lim} = (1 - \tan \varphi)^2$	q_{lim	

Verifica 6 - SISMA DIREZIONE Y Pilastrati esterni

Fondazioni Dirette.
Verifica in tensioni efficaci

$q_{lim} = c'N_c \sin \alpha + q N_q \sin \alpha + 0.5 \gamma B N_{\gamma} \sin \alpha + \gamma B N_{\gamma} \sin \alpha$

D = Profondità del piano di appoggio

e_H = Eccentricità in direzione B ($e_H = M/H$)

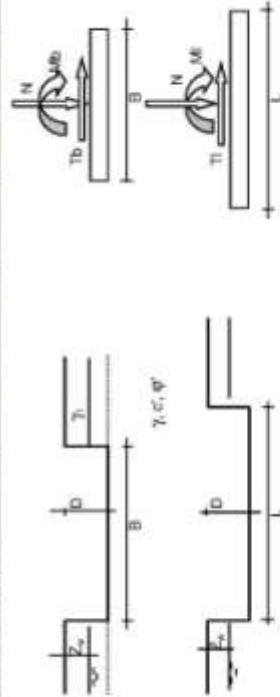
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M/L$) (per fondazione rastiforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

$B^* =$ Lunghezza fittizia della fondazione ($B^* = B + 2e_H$)

$L^* =$ Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L + 2e_L$)

(per fondazione rastiforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali				resistenze	
	azioni permanenti	azioni temporanee variabili	proprietà del terreno tan ϕ'	c'	q_{lim}	scor.
A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.60	1.00
SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.60	1.00
Stato Limite	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
A1+M1+R3	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione rastiforme $L = 100$ m)

B	=	2.50	(m)
L	=	3.00	(m)
D	=	0.50	(m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	410.80		410.80
Mb [kNm]	208.20		208.20
Mb' [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	65.40		65.40
Tb' [kN]	0.00		0.00
H [kN]	65.40	0.00	65.40

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_k = 15.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mc)
 $\phi' = 28.00$ (°)
Valori di progetto
 $c' = 0.00$ (kN/mc)
 $\phi' = 28.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_{w'} = 5.00$ (m)

$a_k = 0.51$ (m)
 $a_s = 0.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 7.50$ (kN/mc)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot q \cdot (1 + \tan \phi')$

$N_q = 14.72$

$N_c = (N_q - 1) \tan \phi'$

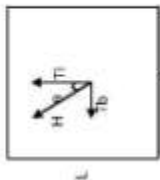
$N_c = 25.80$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$

$N_\gamma = 16.72$

Verifica 6 - SISMA DIREZIONE Y Pilastrri esterni

s_1, s_2, s_3 : fattori di forma				b_1, b_2, b_3 : fattori di inclinazione base della fondazione			
$s_1 = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$				$b_1 = (1 - \beta \cdot \tan \varphi)^2$			
$s_2 = 1.28$				$b_2 = 1.00$			
$s_3 = 1 + B^* \tan \varphi / L^*$				$b_3 = b_1 \cdot (1 - b_2) / (N_c \cdot \tan \varphi)$			
$s_4 = 1.26$				$b_4 = 1.00$			
$s_5 = 1 - 0.4 B^* / L^*$				$b_5 = b_3$			
$s_6 = 0.80$				$b_6 = 1.00$			
l_1, l_2, l_3 : fattori di inclinazione del carico				g_1, g_2, g_3 : fattori di inclinazione piano di campagna			
$m_1 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.67$				$g_1 = (1 - \tan \beta_1)^2$			
$m_2 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.33$				$g_2 = 1.00$			
$l_1 = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi))^{1/n}$				$g_3 = g_1 \cdot (1 - g_2) / (N_c \cdot \tan \varphi)$			
$l_2 = 0.75$				$g_4 = 1.00$			
$l_3 = l_1 \cdot (1 - l_2) / (l_3(N_q \cdot 1))$				$g_5 = g_1$			
$l_4 = 0.73$				$g_6 = 1.00$			
$l_5 = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi))^{1/(n+1)}$				Carico limite unitario			
$l_6 = 0.63$				$q_{lim} = 227.83 \quad (\text{kN/m}^2)$			
d_1, d_2, d_3 : fattori di profondità del piano di appoggio				Pressione massima agente			
per $D/B \leq 1$; $d_1 = 1 + 2 D \tan \varphi / (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$				$q = N / B^* L^*$			
per $D/B > 1$; $d_1 = 1 + (2 \tan \varphi / (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$				$q = 92.13 \quad (\text{kN/m}^2)$			
$d_2 = 1.10$				Verifica di sicurezza capacità portante			
$d_3 = d_1 \cdot (1 - d_2) / (N_c \tan \varphi)$				$q_{lim} / \gamma_1 =$	99.06	z	$q =$
$d_4 = 1.11$				92.13 (kN/m^2)			
$d_5 = 1$							
$d_6 = 1.00$							
VERIFICA A SCORRIMENTO							
Carico agente							
$H_d =$				65.40 (kN)			
Azione Resistente							
$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$							
$S_d =$				218.43 (kN)			
Verifica di sicurezza allo scorrimento							
$S_d / \gamma_2 =$				198.57		z	$H_d =$
							65.40 (kN)



3.7.2 Verifica del plinto di fondazione a flessione

Dalle verifiche effettuate lato terreno, si osserva che la pressione più alta è stata ottenuta per la "verifica 1". Il carico da applicare alla fondazione (p_{fond}) è pari alla pressione così calcolata al netto del peso del plinto medesimo (considerando i relativi coefficienti di amplificazione), che equivale a considerare il rapporto tra l'azione assiale agente nel pilastro più sollecitato ($N_{Ed,max}$ in Tabella 5) divisa per l'area parzializzata nella verifica 1 ($B^* \cdot L^*$). La pressione così ottenuta è già amplificata allo SLU.

$$p_{fond} = N_{Ed,max} \text{ (Tabella 5)} / [B^* \cdot L^* \text{ (verifica 1)}] = 790 \text{ kN} / (2.24 \text{ m} \cdot 3.00 \text{ m}) = 117.6 \text{ kPa}$$

Si ottiene pertanto il seguente momento flettente per una striscia unitaria di plinto:

$$|M_{Ed}| = \frac{p_{fond} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} / 2}{2} = \frac{117.6 \text{ kPa} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m} / 2}{2} = 1.9 \text{ kNm}$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **5+5φ14** (1+1φ14/200).

$$|M_{Rd}| = 135.7 \text{ kNm} > |M_{Ed}| \text{ verifica soddisfatta}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

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

TITOLO :

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.7	5
2	7.7	45

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 135.7 kNm
M_{yRd} 0 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 36.72 ‰
d 45 cm
x 3.916 x/d 0.08702
δ 0.7

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

Precompresso

Figura 47 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

3.8. Considerazioni sugli spostamenti allo SLV

La Figura 48 e la Figura 49 mostrano gli spostamenti verso X globale (avvicinamento della porzione nuova verso il fabbricato esistente) per il sisma agente parallelamente alla stessa direzione. Lo spostamento massimo (10.1 mm) rapportato all'altezza fuori terra della struttura (7000 mm) determina uno spostamento adimensionalizzato in direzione X pari allo 0.15%.

La Figura 50 e la Figura 51 mostrano gli spostamenti verso Y globale per il sisma agente parallelamente alla stessa direzione. Lo spostamento massimo (9.6 mm) rapportato all'altezza fuori terra della struttura (7000 mm) determina uno spostamento adimensionalizzato in direzione Y pari allo 0.14%.

Considerando la direzione caratterizzata da minore rigidezza (direzione X), a cui corrispondono gli spostamenti maggiori, la relazione 7.3.2 indicata dal D.M. 14/01/2008 assume il seguente valore (nel caso in esame il rapporto V/P è pari a $0.07 \cdot 1.3$, cioè l'azione orizzontale adimensionale, moltiplicata per l'amplificazione dovuta all'eccentricità):

$$\theta = \frac{\gamma \cdot d_r}{V \cdot h} = \frac{10.1 \text{ mm}}{0.07 \cdot 1.3 \cdot 7000 \text{ mm}} = 0.016 \leq 0.1$$

Il valore assunto dal parametro (θ) conferma che gli spostamenti sono sufficientemente bassi da poter effettivamente considerare trascurabili le non linearità geometriche nella valutazione della risposta sismica della struttura.

Considerando che, come indicato al par C7 delle Istruzioni al D.M. 14/01/2008, l'applicazione del metodo semplificato utilizzato ("metodo 2") comporta l'adozione di un fattore di struttura non superiore a $q = 2.15$, gli spostamenti (d_E) della struttura sotto l'azione sismica di progetto posso essere stimati come indicato dal par. 7.3.3.3 del D.M. 14/01/2008:

$$d_E = q \cdot d_{Ee} = 2.15 \cdot 10.1 \text{ mm (Figura 48)} = 22 \text{ mm}$$

Raddoppiando tale valore per tenere conto dell'eventuale spostamento in controfase dell'edificio esistente si ottiene che lo spessore minimo del giunto strutturale orizzontale, al fine di evitare fenomeni di martellamento, è di 44 mm.

Tale valore è più cautelativo rispetto al valore minimo (D_{\min}) indicato dal par 7.2.2 del D.M. 14/01/2008 (punto "distanza tra costruzioni contigue"):

$$D_{\min} = \frac{H}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{g} \cdot 2 = \frac{7000 \text{ mm}}{100} \cdot 0.07 \cdot 2 = 0 \text{ mm}$$

Nella precedente relazione, visto il metodo semplificato utilizzato, per ($a_g \cdot S$) si considera il valore di 0.07 g.

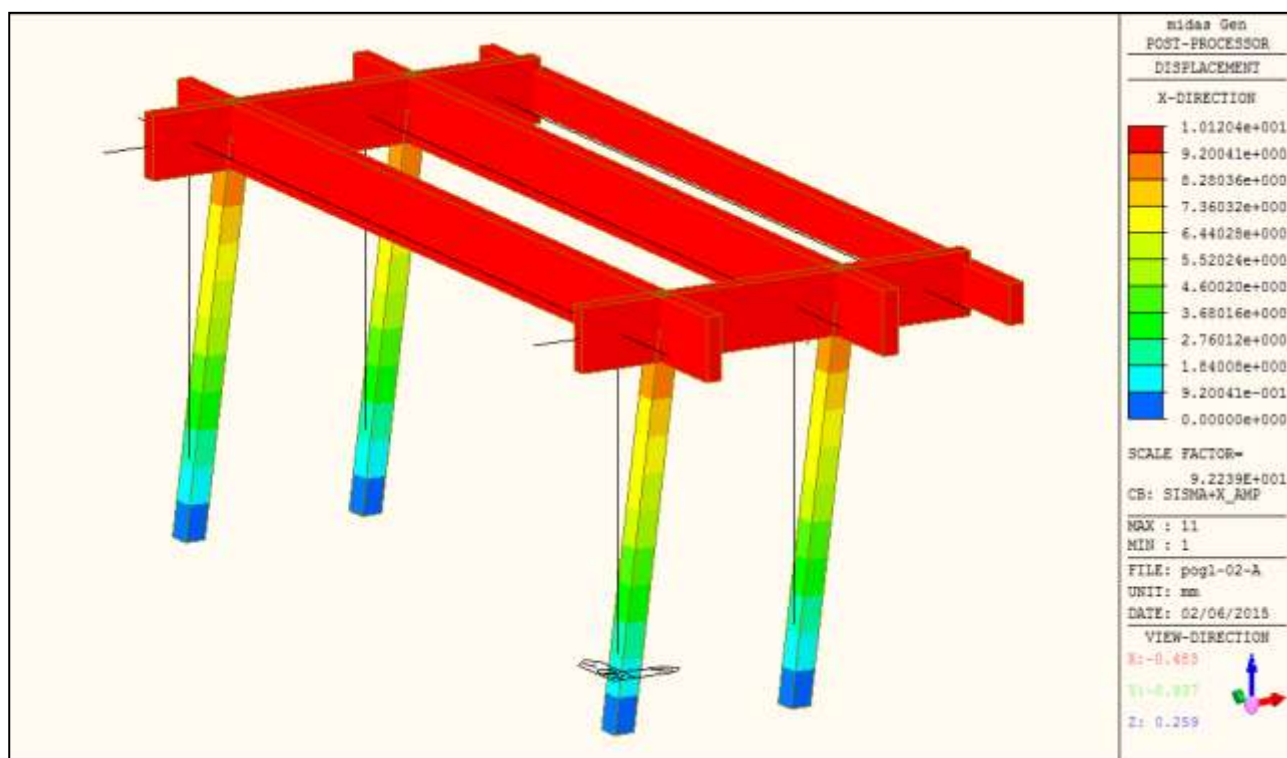


Figura 48 - Spostamenti per sisma in direzione X globale amplificato per gli effetti dell'eccentricità.

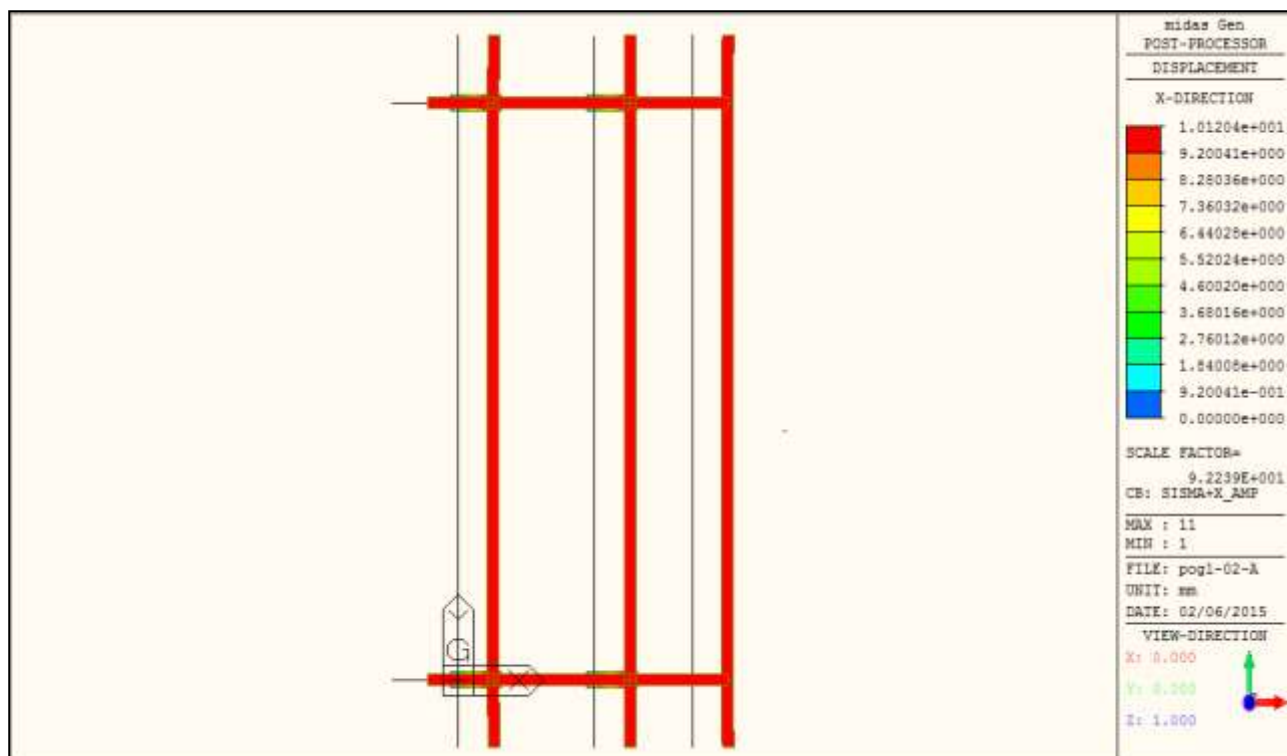


Figura 49 - Spostamenti per sisma in direzione X globale amplificato per gli effetti dell'eccentricità.

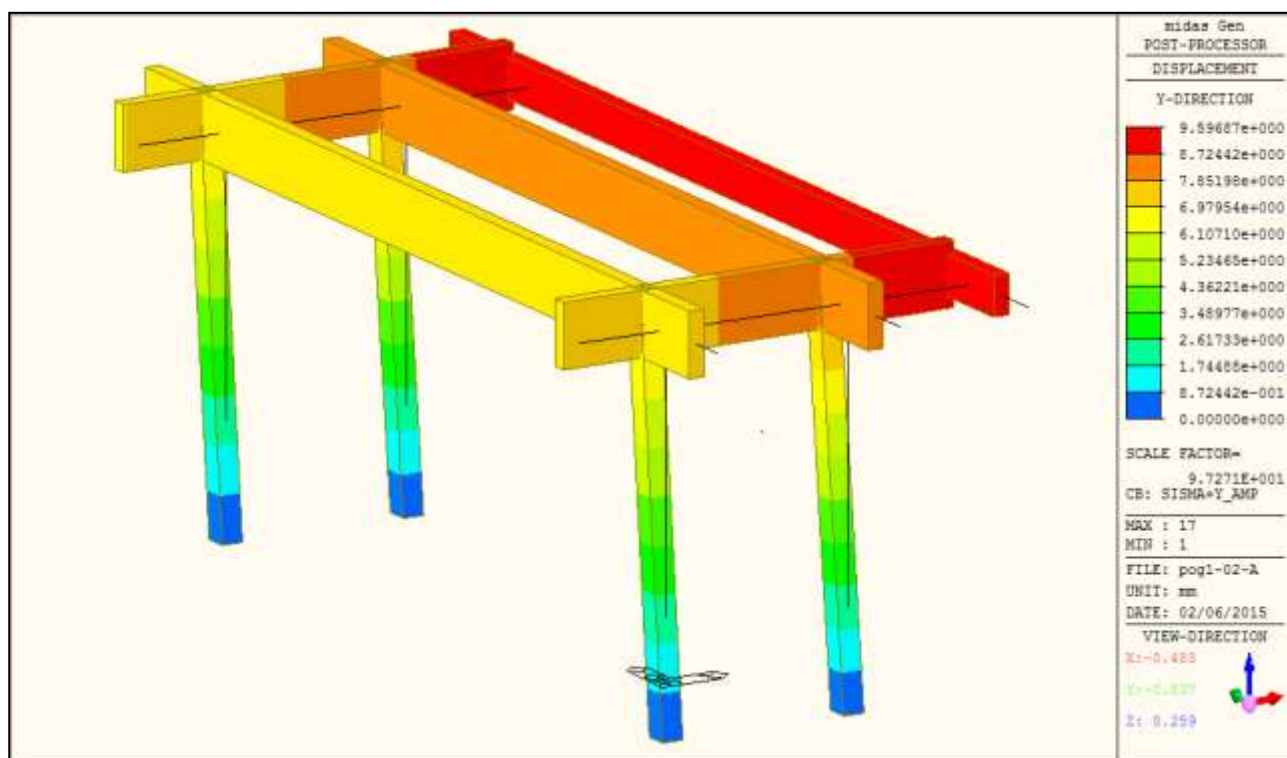


Figura 50 - Spostamenti per sisma in direzione Y globale amplificato per gli effetti dell'eccentricità.

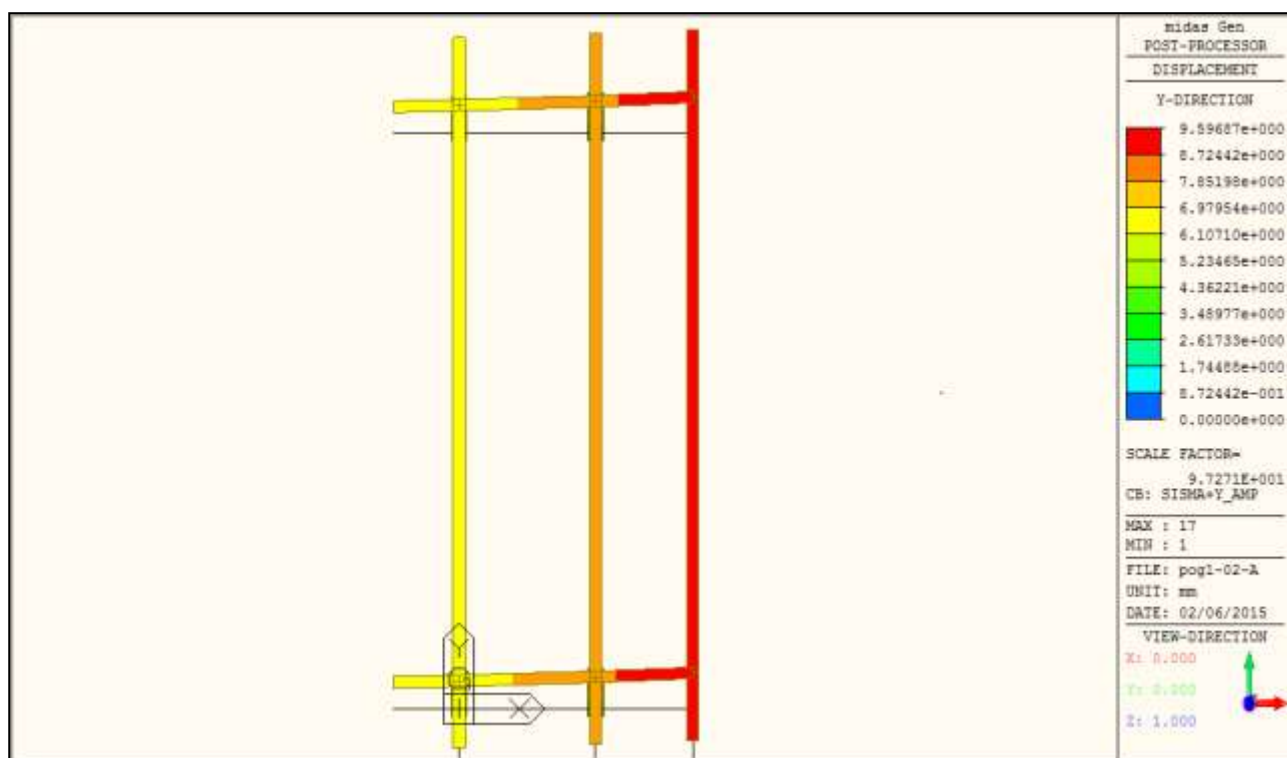


Figura 51 - Spostamenti per sisma in direzione Y globale amplificato per gli effetti dell'eccentricità.

4. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono illustrati i criteri di calcolo e le verifiche statiche più significative condotte per il dimensionamento delle strutture previste nell'ambito dell'ampliamento della palestra scolastica esistente della Scuola primaria don Lorenzo Milani nel Comune di Pogliano Milanese.

Si fa riferimento alle sole opere afferenti al lotto I del progetto, che consiste nell' allungamento sul lato Sud, verso Via N. Sauro, dell'ambiente adibito a palestra, con la realizzazione di altre due campate con struttura analoga a quella esistente. La scelta progettuale di fondo è quella di mantenere l'ampliamento strutturalmente indipendente dalla struttura esistente.

Le verifiche condotte e le considerazioni presentate mostrano che le strutture ottemperano ai requisiti richiesti dalle norme tecniche vigenti (D.M. 14/01/2008).