

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA NUOVA ENNA - DITTAINO (LOTTO 4b)

FABBRICATI TECNOLOGICI

FA06A - FSA Magazzino fascio merci Dittaino

SCALA:

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.
RS3V 40 D 29 CL FA0600 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Abbasciano	Gennaio 2020	V. Censi	Gennaio 2020	F. Sparacino	Gennaio 2020	F. Arduini Gennaio 2020

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastruttura Centro
E. Arduini, F. Arduini, F. Sparacino
Via Salaria, 1150 - 00198 Roma
Tel. 06 49991111

INDICE

1.-. PREMESSA.....	4
2.-. NORME DI RIFERIMENTO	5
3.-. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	6
4.-. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	9
4.1.-. Stratigrafia di calcolo.....	9
5.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
5.1.-. Opere in calcestruzzo armato.....	10
5.1.1.-. <i>Magrone</i>	10
5.1.2.-. <i>Struttura in fondazione:</i>	10
5.1.3.-. <i>Struttura in elevazione e solaio in lastre predalles:</i>	11
5.2.-. Acciaio per calcestruzzo armato.....	12
5.3.-. Copriferro	12
6.-. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....	14
6.1.-. Carichi permanenti	14
6.1.1.-. <i>Solaio copertura</i>	14
6.1.2.-. <i>Facciate e cornicioni:</i>	15
6.2.-. Carichi variabili	15
6.3.-. Azioni della neve.....	15
6.4.-. Azioni del vento.....	16
6.5.-. Variazione Termica	18
6.6.-. Azione sismica.....	19
6.6.1.-. <i>Vita nominale</i>	19
6.6.2.-. <i>Classe d'uso</i>	20
6.6.3.-. <i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	21
6.6.4.-. <i>Azioni di progetto</i>	21
6.6.5.-. <i>Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche</i>	24
6.6.6.-. <i>Classe di duttilità</i>	24
6.6.7.-. <i>Regolarità</i>	25
6.6.8.-. <i>Tipologia strutturale e fattore di struttura</i>	25

6.6.9.-..	Spettri di risposta	27
6.6.10.-..	Metodo di analisi.....	30
6.6.10.1.-..	Risposta Modale	31
6.6.10.2.-..	Eccentricità accidentale delle masse (Ecc.X , Ecc.Y).....	35
7.-..	ANALISI DELLA STRUTTURA	37
7.1.-..	Codici di calcolo utilizzati	37
7.1.1.-..	Affidabilità del software	37
7.2.-..	Modellazione dell'opera	37
7.2.1.-..	Condizioni di carico e assegnazioni.....	39
7.3.-..	Combinazioni di carico.....	44
7.3.1.-..	Modello di calcolo.....	45
8.-..	SOLLECITAZIONI MASSIME	61
9.-..	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	68
9.1.-..	Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLE.....	68
9.2.-..	Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLU travi	70
9.3.-..	Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLU pilastri	74
9.4.-..	Travi fondazione.....	77
9.4.1.-..	Tabulato di verifica SLU – SLE e taglio	78
10.-..	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE.....	83

1.-..PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il Progetto Definitivo dell'edificio relativo al Fabbricato "FSA MAGAZZINO MERCI DITTAINO", da realizzare nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della Palermo-Catania.

2.-..NORME DI RIFERIMENTO

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

3.-..DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

L'edificio è costituito da un piano fuori terra e da una copertura piana.

La struttura è costituita da telai con pilastri e travi in cemento armato avente una pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 63.0m x 20.6m. Le travi di copertura "emergenti" hanno sezione 40cm x 80cm. Tutti i pilastri hanno sezione di base di 40cm x 80cm. I solai di copertura a campata continua sono tutti costituiti da solaio in lastre di predalles; lo spessore totale del solaio di copertura è di 24 cm e comprende 4 cm di caldana superiore, 16 cm di alleggerimento e 4 cm di pannello di predalle inferiore.

La fondazione prevista è costituita da travi a "T" rovescia di dimensioni 1.9 x 1.45m.

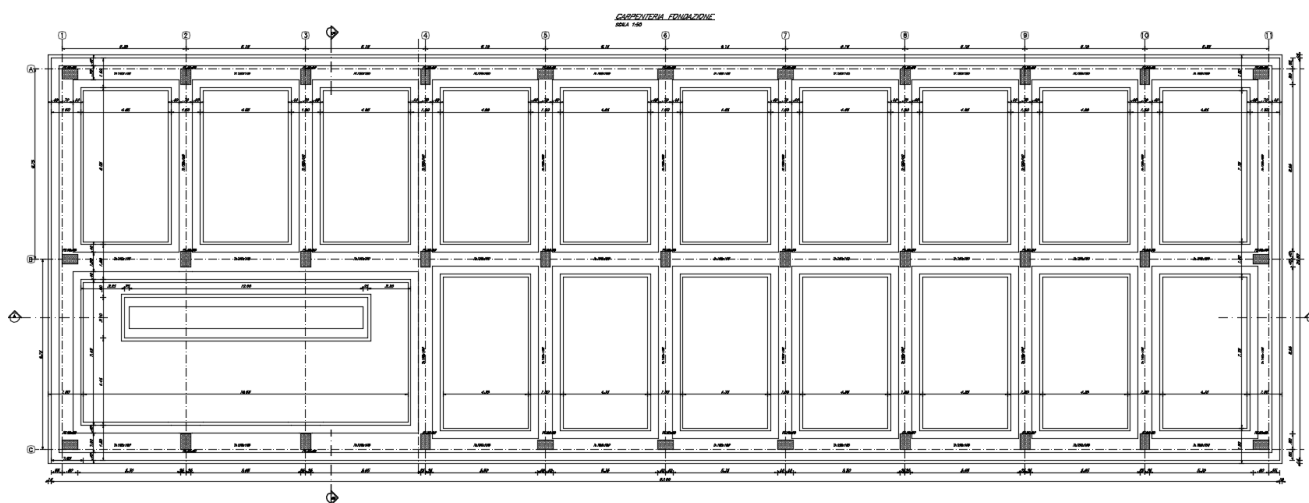


Figura 1-1. Carpenteria fondazioni.

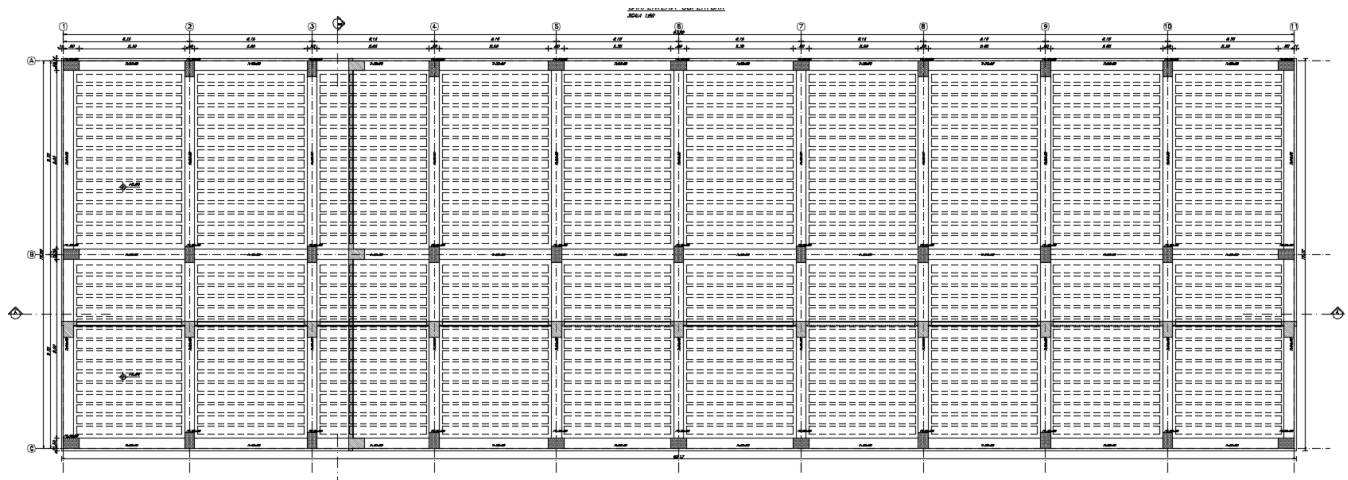


Figura 1-2. Carpenteria copertura.

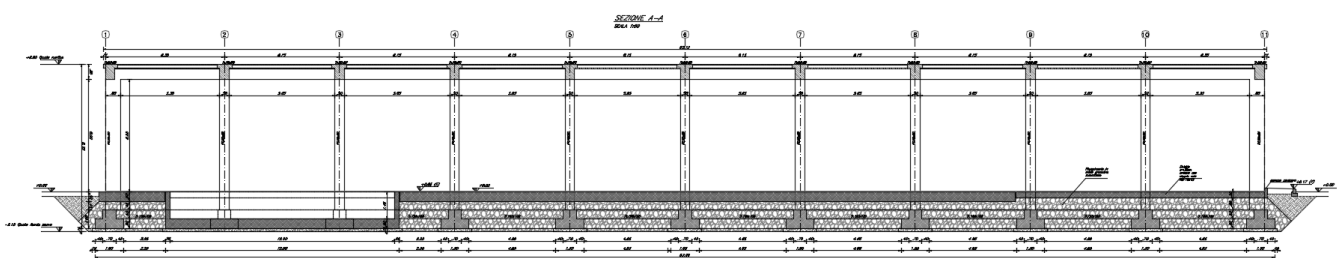


Figura 1-3. Sezione A

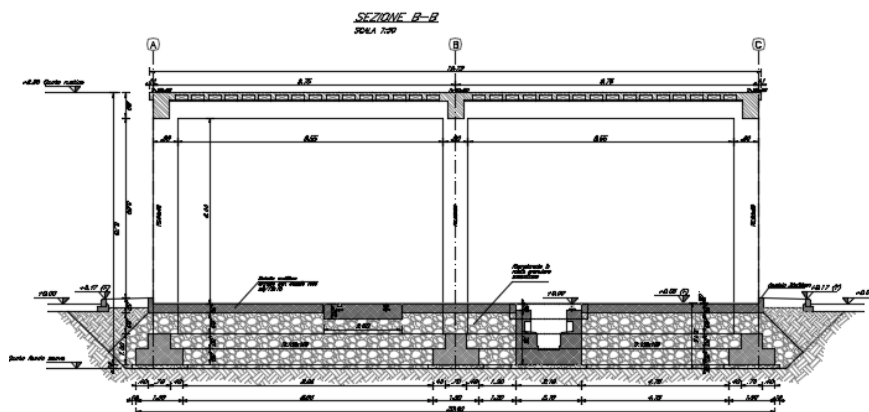


Figura 1-4. Sezione B

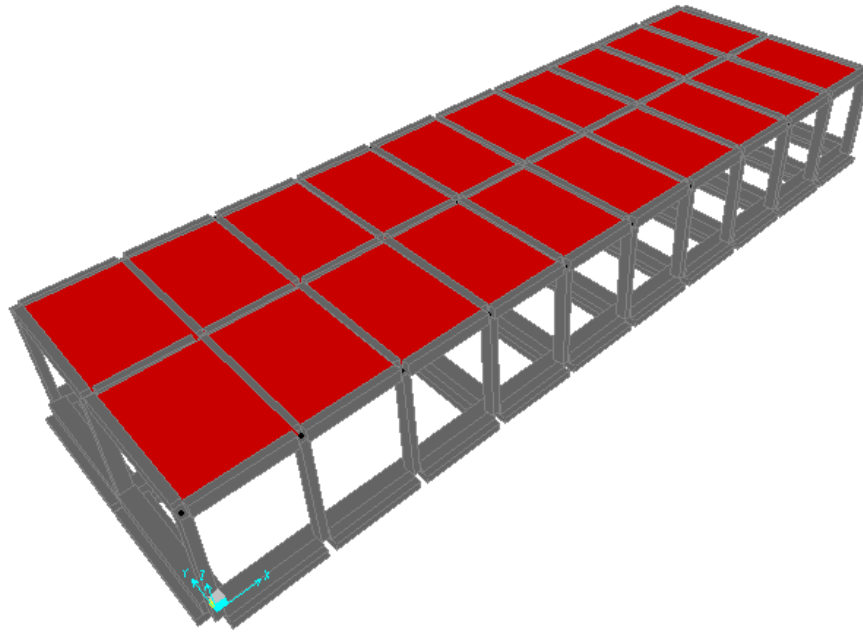


Figura 1-5. Vista estrusa modello FEM

4.-..CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

4.1.-..Stratigrafia di calcolo

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si rimanda alla Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni.

Dalla scheda stratigrafica si desume la stratigrafia di progetto con i relativi parametri caratteristici:

$$\gamma = 19 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$c' = 7 \text{ [kPa]}$$

$$\phi' = 23[^\circ]$$

La falda idrica è cautelativamente considerata sempre a 3.0m da p.c..

5.-.. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

E' previsto l'utilizzo dei seguenti materiali dei quali di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche:

5.1.-..Opere in calcestruzzo armato

Per i calcestruzzi si fa riferimento alle normative UNI EN 206-1 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

5.1.1.-..Magrone

Conglomerato classe di resistenza C12/15 – Rck 15MPa

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione:	X0
Classe di consistenza slump:	S3

5.1.2.-..Struttura in fondazione:

Conglomerato classe di resistenza C25/30 – Rck 30MPa

Modulo di elasticità longitudinale	$E_C = 31447$	[MPa]
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	[C ⁻¹]
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,20$	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1,50$	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$	[-]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} = 30,0$	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 24,9$	[MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 32,9$	[MPa]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2,56$	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 1,79$	[MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 3,07$	[MPa]

Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} =$	2,15	[MPa]
Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza	$f_{bk} =$	4,03	[MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,1	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} =$	1,19	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	$f_{cfd} =$	1,43	[MPa]
Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza	$f_{bd} =$	2,69	[MPa]
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_C =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C =$	15.87	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C =$	1.29	N/mm ²
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_C =$	1,00	
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} =$	16.80	N/mm ²
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} =$	12.60	N/mm ²

5.1.3.-..Struttura in elevazione e solaio in lastre predalles:

Conglomerato classe di resistenza C28/35 – Rck 35MPa

Modulo di elasticità longitudinale	$E_C =$	32588	[MPa]
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	10x10 ⁻⁶	[C ⁻¹]
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	[-]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	35,0	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	29,1	[MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} =$	37,1	[MPa]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2,83	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} =$	1,98	[MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} =$	3,40	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} =$	2,38	[MPa]
Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza	$f_{bk} =$	4,47	[MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	16,5	[MPa]

Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} =$	1,32	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	$f_{cfd} =$	1,59	[MPa]
Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza	$f_{bd} =$	2,98	[MPa]

Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_C =$	1,50
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C =$	15.87 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C =$	1.29 N/mm ²

Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_C =$	1,00
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} =$	16.80 N/mm ²
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} =$	12.60 N/mm ²

5.2.-..Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B 450 C secondo DM 18 avente le seguenti caratteristiche:

Modulo di elasticità longitudinale	$E_s =$	210000	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	[-]
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	[MPa]
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540	[MPa]
Allungamento	$A_{gt} \geq$	7,50%	[-]
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391,3	[MPa]

Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_s =$	1,15
Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391,30 N/mm ²
Tensione di calcolo SLE	$\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} =$	360 N/mm ²

5.3.-..Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve

rispettare le indicazioni della tabella C4.1.IV della Circolare 21.1.2019, riportata di seguito, in cui sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			<i>barre da c.a. elementi a piastra</i>		<i>barre da c.a. altri elementi</i>		<i>cavi da c.a.p elementi a piastra</i>		<i>cavi da c.a.p altri elementi</i>	
<i>C_{min}</i>	<i>C_o</i>	<i>ambiente</i>	<i>C_{≥C_o}</i>	<i>C_{min}≤C<C_o</i>	<i>C_{≥C_o}</i>	<i>C_{min}≤C<C_o</i>	<i>C_{≥C_o}</i>	<i>C_{min}≤C<C_o</i>	<i>C_{≥C_o}</i>	<i>C_{min}≤C<C_o</i>
<i>C25/30</i>	<i>C35/45</i>	<i>ordinario</i>	15	20	20	25	25	30	30	35
<i>C28/35</i>	<i>C40/50</i>	<i>aggressivo</i>	25	30	30	35	35	40	40	45
<i>C35/45</i>	<i>C45/55</i>	<i>molto ag.</i>	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 1. Copriferro e condizioni ambientali

Nel caso in esame i copriferri minimi previsti (come da tabella materiali) sono 25 mm per travi pilastri e travi di fondazione e 20 mm per le lastre predalles. Vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riporta una tabella riepilogativa dei copriferri:

	<i>Ambiente</i>	<i>Copriferro nominale</i>
<i>Struttura in elevazione</i>	<i>Ordinario</i>	40
<i>Lastre prédalles</i>	<i>Ordinario</i>	35
<i>Fondazioni</i>	<i>Ordinario</i>	40

Tabella 2. Copriferro adottato

La rispondenza dei materiali ai requisiti richiesti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione.

6.-..ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I pesi dei materiali utilizzati per le strutture portanti sono conformi alle NTC 18.

Del peso proprio degli elementi strutturali, tiene conto il programma di calcolo che considera il seguente peso specifico del calcestruzzo armato:

- calcestruzzo armato 25 kN/m³

Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari agenti sulla struttura.

I valori delle azioni di seguito indicati sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite.

6.1.-..Carichi permanenti

6.1.1.-..Solaio copertura

G₁ - Peso proprio solaio

Solaio prédalles (h=0.24m)

soletta: $25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.04 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

travetto: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} \times 0.16 \text{ m} = 1.60 \text{ kN/m}^2$

prédalles: $25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.04 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

EPS: $0.3 \text{ kN/m}^3 \times (1.20-0.4) \text{ m} \times 0.16 = 0.0384 \text{ kN/m}^2$

la somma di tali valori è 4.04 kN/m^2 riferita ad una fascia larga 1.20 m (larghezza singola prédalles), pertanto il carico relativo ad una fascia larga 1.00 m risulta:

3.37 kN/m^2

G₂ - Sovraccarichi permanenti

Massetto pendenza: $16 \times 0.10 = 1.60 \text{ kN/m}^2$

Impermeabilizzazione/impianti/pavimenti: 1.20 kN/m^2

2.80 kN/m^2

6.1.2.-..Facciate e cornicioni:

Si considerano tamponature costituite da:

Sl.no	Descrizione		Tipo	Densità kN/m ³	Height of wall (m) = Storey Ht-Beam Depth =	Peso kN/m ²	Carichi kN/m
	TIPOLOGIA	Spessore in (m)					
1	Mattoni facciavista	0.075	Pieno	17	3.75	1.28	4.78
2	Blocchi cavi in CLS vibrocompresso	0.1	CLS	12	3.75	1.20	4.50
3	Intonaco	0.02	Pieno	20	3.75	0.40	1.50
Tot:						2.88	10.78

Si adotta pertanto un peso proprio superficiale dei pannelli di tamponatura laterale pari a 2.88 kN/m². L'azione viene ripartita in parti uguali tra le travi del solaio di copertura ed il solettone di fondazione.

L'assunzione di ripartizione delle azioni dovute alle tamponature in parti uguali tra le travi del solaio di copertura e le strutture di fondazione risulta senz'altro veritiera in termini di distribuzione delle masse inerziali presenti nel manufatto (e conseguentemente in termini di caratteristiche dinamiche della struttura e delle risultanti attese azioni sismiche).

Pareti prefabbricate (2.88*3.75/2): 5.4 kN/m

Cornicione: 1.90 kN/m

6.2.-..Carichi variabili

Q_{H1} – Sovraccarichi accidentali

Sovraccarico accidentale Cat. H1 0.50 kN/m²

6.3.-..Azioni della neve

Il carico da neve per superficie unitaria di copertura q_s viene valutato attraverso l'espressione:

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

dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura e che nel caso in esame, trattandosi di copertura piana si assume pari a 0.8;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo; in mancanza di

adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, la norma fornisce un valore minimo di q_{sk} riferito ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per la zona III (Catania) e per una quota del suolo sul livello del mare inferiore a 200 m si assume $q_{sk} = 0.6$ kN/m²;

C_E è il coefficiente di esposizione che, per classe di topografia “normale”, assume valore unitario;

C_t è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, dovuto alla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Ne consegue che per la struttura in esame si considera un carico da neve uniforme in copertura pari a:

Zona	III
Altitudine a_s	180 m
Area topografica	normale
Inclinazione falde	0°
q_{sk}	0.6 kN/m ²
coeff esposizione C_E	1.00
coeff termico C_t	1.00
coefficiente di forma μ_i	0.80

carico neve $q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t = 0.48$ kN/m²

6.4.-.Azioni del vento

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata un'azione statica agente in direzione orizzontale.

La pressione normale alle superfici investite dal vento è data dall'espressione:

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

i cui coefficienti vengono di seguito determinati.

- *pressione cinetica di riferimento* q_b

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³;

v_b è la velocità di riferimento del vento (che rappresenta il valore caratteristico a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni).

Nel caso in esame, per zona 4 (Sicilia) ed $a_s \leq 500$ m si ha $v_b = v_{b,0} = 28$ m/s;

$$q_b = 0.536 \text{ kN/m}^2$$

- *coefficiente di esposizione* c_e

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

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

Nel caso in esame, essendo in zona 4, classe di rugosità del terreno D e quindi categoria di esposizione del sito II, si ha:

$$k_r = 0.19; \quad z_0 = 0.1 \text{ m}; \quad z_{\min} = 4 \text{ m}; \quad c_t = 1$$

$$z = 7.0 \text{ m} \quad c_e = 2.13$$

- *coefficiente dinamico* c_d

In assenza di considerazioni di dettaglio inerenti i fenomeni di natura aeroelastica e di distacco dei vortici si assume cautelativamente un valore $c_d = 1$.

- *coefficiente di forma* c_p

$$C_p = C_{p\text{sopravento}} + C_{p\text{sottovento}}$$

dove:

$C_{psopravento}$ è il coefficiente di forma per elementi sopravento assunto pari a +0.8;

$C_{psottovento}$ è il coefficiente di forma per elementi sottovento assunto pari a -0.4.

per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà

$$C_{pi} = \pm 0,2.$$

In sintesi l'azione del vento sarà:

Superfici sopravento: **$p = 0.92 \text{ kN/m}^2$**

Superfici sottovento: **$p = 0.46 \text{ kN/m}^2$**

Azione tangenziale del vento:

Oltre alla pressione normale va tenuta in conto anche un'azione tangenziale per unità di superficie parallela alla direzione del vento. Tale azione può essere valutata come:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

q_b e c_e sono quelli già definiti per il calcolo della pressione normale da vento;

c_f è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente e che per una generica superficie scabra può essere assunto pari a 0.02.

In definitiva $q_b = 1.03 \text{ kN/m}^2$, da cui

$$p_{f,max} = 0.02 \text{ kN/m}^2.$$

6.5.-.Variazione Termica

Negli edifici in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto della sola componente uniforme di variazione termica $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO FA06A - FSA Magazzino fascio merci Dittaino					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO FA 06 00 001	REV. A

quella iniziale alla data della costruzione T_0 . Nelle modellazioni sono stati considerati i seguenti carichi termici uniformi:

strutture in c.a. protette $\Delta T_u = \pm 10^\circ \text{C}$

strutture in c.a. esposte $\Delta T_u = \pm 15^\circ \text{C}$

6.6.-.Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (*NTC-2018*), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

6.6.1.-.Vita nominale

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

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata al seguito nella Tab. 2.4.I delle norme tecniche *NTC-2018*.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Inoltre, in base alla tabella 2.5.1.1.1-1 del “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” Parte II Sezione 2 (rif. RFI DTC SI MA IFS 001 A) si tratta di un’opera nuova su una infrastruttura ferroviaria esistente, pertanto la vita nominale risulta $V_N = 75$ anni.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽²⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

6.6.2.-..Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il fabbricato rientra per le sue funzioni tra le compresi nella classe d'uso III.

6.6.3.-..Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a $C_U = 1.5$ per la classe d'uso III.

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{anni}$$

6.6.4.-..Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC 18, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione

orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine si utilizza come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -112.5 / \ln(1 - 0.1) = 1068 \text{ anni}$$

Dalla relazione sismica allegata al progetto si ricavano i seguenti parametri:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate Norme, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$, F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

Qualora la attuale pericolosità sismica sul reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 e T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1}$$

Di seguito si riportano i grafici ed i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.048	2.483	0.298
SLD	113	0.058	2.537	0.335
SLV	1068	0.133	2.620	0.539
SLC	2193	0.178	2.626	0.569

6.6.5.-..Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche

Categoria sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si adotta la seguente categoria di sottosuolo:

Categoria C

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B,C,D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati in funzione dei valori f_0 e T_c^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tab. 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Condizioni topografiche

Con riferimento alle caratteristiche della superficie topografica inerente l'opera in oggetto, si adotta la seguente categoria topografica:

Categoria topografica T1

6.6.6.-..Classe di duttilità

La costruzione oggetto della presente relazione, soggetta all'azione sismica, non dotata di appositi dispositivi dissipativi, è stata progettata considerando un comportamento strutturale dissipativo. Nel comportamento strutturale dissipativo, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati tenendo conto delle non linearità di comportamento (di

materiale sempre, geometriche quando rilevanti). In particolare è stata adottata la “Classe di duttilità bassa (CD”B”)”.

6.6.7.-..Regolarità

La struttura è rispondente a tutti i requisiti di regolarità in pianta ed in elevazione elencati nel §7.2.2 NTC 18.

- Regolare in pianta NO
- Regolare in altezza SI

6.6.8.-..Tipologia strutturale e fattore di struttura

Tipologia strutturale

La struttura “sismo resistente in calcestruzzo armato” (§7.4.3.1 NTC 18) è classificabile come:

- ◇ Struttura a telaio

Fattore di struttura

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell’incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule del § 3.2.3 - NTC2018 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell’azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO FA06A - FSA Magazzino fascio merci Dittaino					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO FA 06 00 001	REV. A

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento q_0 , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. L'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da Classe di Duttilità Bassa (CD "B").

Pertanto, in base alla Tab. 7.3.II delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento q_0 può essere valutato come:

$$q_0 = 3.0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il § 7.4.3.2 – NTC 2018, si assume:

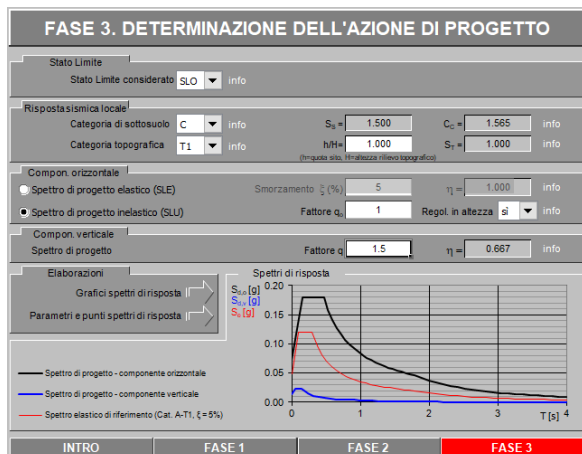
$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$$

Inoltre, la costruzione risulta **NON REGOLARE IN PIANTA** in quanto non soddisfa il requisito b) riportato al § 7.2.3 – NTC2018.

Essendo, poi, la struttura anche **REGOLARE IN ALTEZZA** si può assumere $K_R = 1$. Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è $q = 3.15$.

6.6.9.-..Spettri di risposta

Spettro di progetto elastico



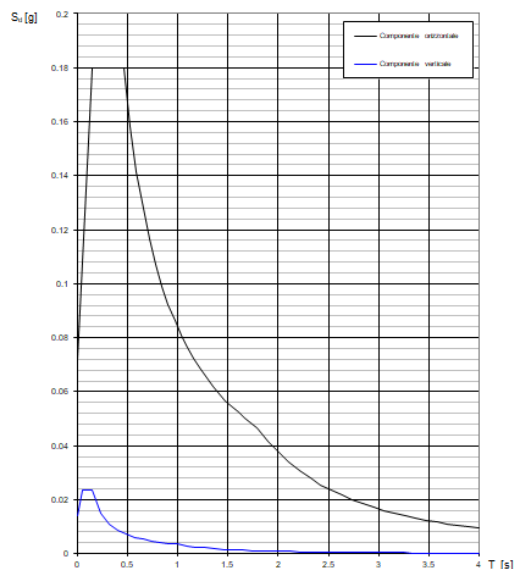
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.048 g
F_p	2.483
T_C^*	0.298 s
S_S	1.500
C_C	1.565
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.156 s
T_C	0.467 s
T_D	1.793 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLO



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

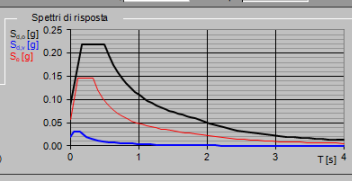
Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLD** info

Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo: **C** info $S_p = 1.500$ $C_p = 1.506$ info
Categoria topografica: **T1** info $h_{RH} = 1.000$ $S_p = 1.000$ info
(trovata nei "Parametri sismologici")

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q: **1** Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q: **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta



Spettri di risposta
 S_u [g]
 S_v [g]
 S_e [g]

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

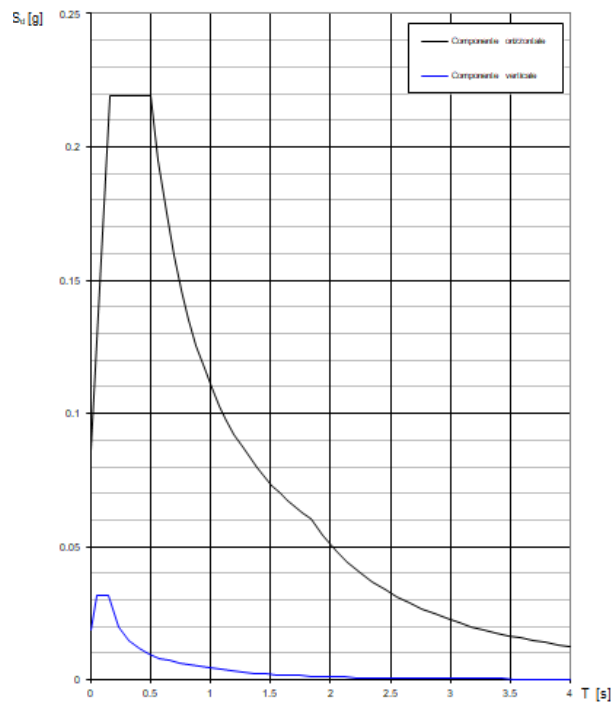
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_p	0.058 g
F_p	2.537
T_c^*	0.335 s
S_s	1.500
C_c	1.506
S_T	1.000
q	1.000

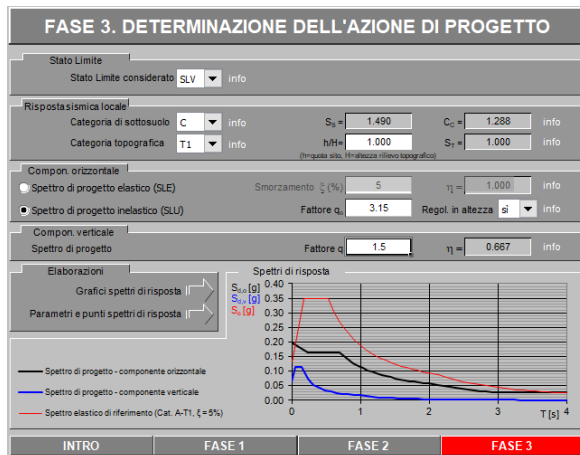
Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.168 s
T_C	0.505 s
T_D	1.830 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLD



Spettro di progetto inelastico



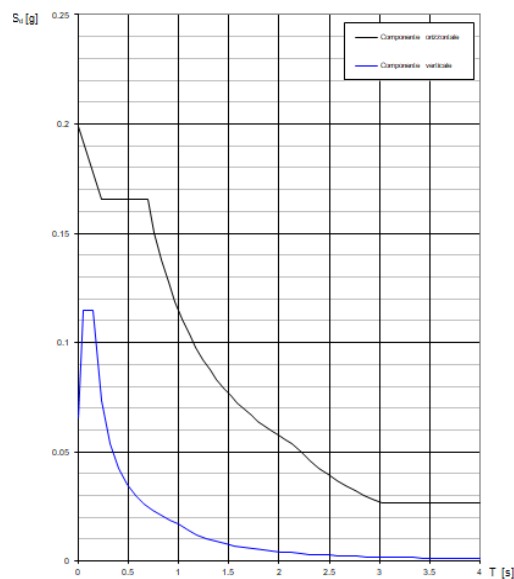
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.133 g
F_0	2.620
T_C^*	0.539 s
S_S	1.490
C_C	1.288
S_T	1.000
q	3.150

Parametri dipendenti

S	1.490
η	0.317
T_B	0.231 s
T_C	0.694 s
T_D	2.133 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO FA06A - FSA Magazzino fascio merci Dittaino					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO FA 06 00 001	REV. A

6.6.10.-.Metodo di analisi

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso proprio (G_1), ai sovraccarichi permanenti (G_2) e a un'aliquota (ψ_{2j}) dei sovraccarichi accidentali (Q_{kj}):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I – NTC2018. Nel caso in esame le azioni variabili che possono essere sottoposti ad eccitazione sismica sono:

- sovraccarico accidentale in copertura (Q_1): $\psi_{2j} = 0$
- azione della neve in copertura (SL): $\psi_{2j} = 0$

Come metodo di analisi per determinare gli effetti dell'azione sismica si è scelto di utilizzare l'analisi dinamica lineare o analisi modale con spettro di risposta, nella quale l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale)
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati
- nella combinazione di questi effetti

Come prescritto dalle NTC 2018 al § 7.3.3.1, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. E' opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo quanto definito al § 7.3.3.1 – NTC2018.

La risposta della struttura viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti dell'azione sismica orizzontale; gli effetti sulla struttura, in termini di sollecitazioni e spostamenti, sono poi combinati applicando le seguenti espressioni (NTC 2018 - § 7.3.5):

$$1.00 \cdot E_x \text{ " + " } 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y \text{ " + " } 0.30 \cdot E_x$$

6.6.10.1.-.. Risposta Modale

L'analisi a spettro di risposta cerca la risposta più probabile alle equazioni di equilibrio dinamico associate alla risposta della struttura al moto del suolo. L'accelerazione del suolo dovuta ad un terremoto in ogni direzione viene espressa come una curva di spettro di risposta della pseudo-accelerazione spettrale in funzione del periodo della struttura.

Anche se le accelerazioni possono essere specificate in 3 direzioni, viene prodotto un unico risultato positivo per ciascuna quantità in risposta; le quantità in risposta comprendono spostamenti, forze e tensioni. Ciascun risultato calcolato rappresenta una misura statistica della grandezza più probabile di quella particolare quantità in risposta. È da attendersi che la vera risposta sia compresa in un intervallo che va dal valore positivo a quello negativo del valore trovato.

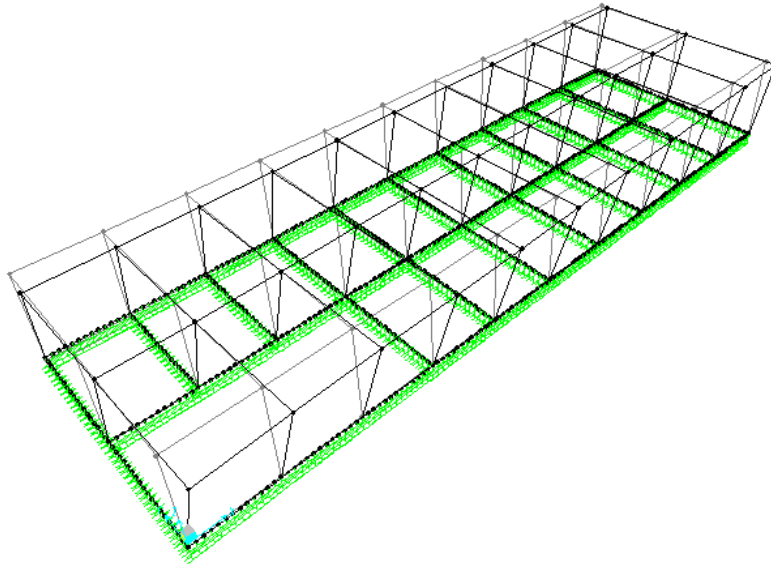
L'analisi a spettro di risposta viene eseguita usando la sovrapposizione dei modi, ricavati usando l'analisi agli autovettori. Per una data direzione di accelerazione, la risposta modale è calcolata su tutta la struttura per ciascuno dei modi di vibrazione: questi valori modali, per una data quantità in risposta, vengono combinati per produrre un unico risultato positivo per quella data direzione di accelerazione, usando il metodo CQC.

Si riportano nella seguente tabella i risultati dell'analisi modale condotta sulla struttura; in particolare, per i primi 35 modi, sono riepilogati: il periodo della struttura e le masse partecipanti (sia del singolo modo, sia le cumulate) per ciascun grado di libertà:

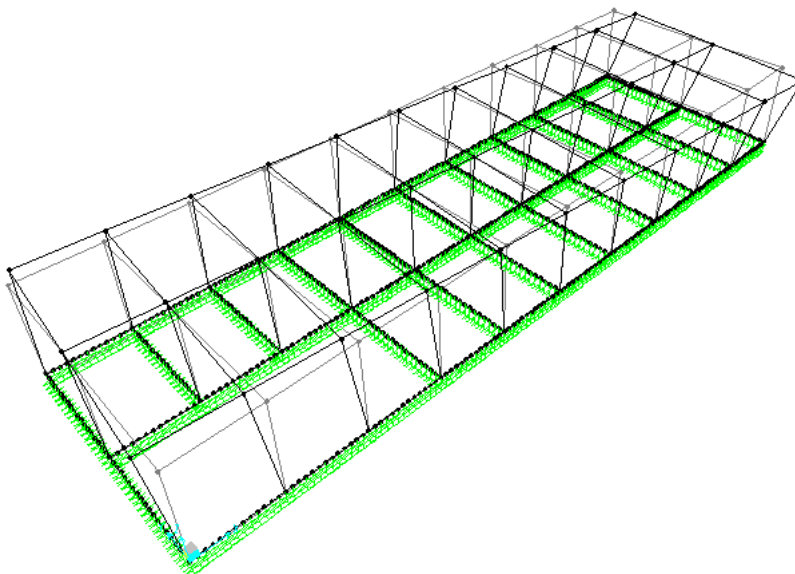
TABLE: Modal Participating Mass Ratios

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.38	0.00%	78.72%	0.00%	0.00%	78.72%	0.00%	32.97%	32.97%
Mode	2	0.36	0.00%	7.34%	0.00%	0.00%	86.05%	0.00%	47.14%	80.11%
Mode	3	0.35	86.28%	0.00%	0.00%	86.28%	86.05%	0.00%	5.33%	85.45%
Mode	4	0.13	0.00%	0.00%	0.00%	86.28%	86.06%	0.00%	0.00%	85.45%
Mode	5	0.09	0.00%	0.08%	14.45%	86.29%	86.13%	14.45%	0.00%	85.45%
Mode	6	0.08	0.00%	0.14%	0.02%	86.29%	86.27%	14.48%	0.24%	85.70%
Mode	7	0.08	0.01%	0.04%	22.25%	86.30%	86.32%	36.72%	0.01%	85.71%
Mode	8	0.08	0.00%	0.03%	0.11%	86.30%	86.35%	36.83%	0.03%	85.73%
Mode	9	0.08	0.03%	0.00%	28.11%	86.33%	86.35%	64.94%	0.00%	85.73%
Mode	10	0.08	0.00%	0.02%	0.81%	86.33%	86.37%	65.75%	0.00%	85.74%
Mode	11	0.08	0.00%	0.01%	15.61%	86.33%	86.38%	81.36%	0.00%	85.74%
Mode	12	0.08	0.01%	0.01%	9.98%	86.35%	86.39%	91.34%	0.00%	85.74%
Mode	13	0.08	0.02%	0.00%	0.92%	86.37%	86.39%	92.25%	0.00%	85.75%
Mode	14	0.08	0.00%	0.00%	0.11%	86.37%	86.39%	92.36%	0.00%	85.75%
Mode	15	0.07	0.00%	0.00%	0.37%	86.37%	86.40%	92.73%	0.00%	85.75%
Mode	16	0.07	0.00%	0.00%	5.09%	86.37%	86.40%	97.82%	0.00%	85.75%
Mode	17	0.07	0.00%	0.00%	0.58%	86.37%	86.40%	98.40%	0.00%	85.75%
Mode	18	0.07	0.02%	0.00%	0.69%	86.39%	86.40%	99.09%	0.00%	85.75%
Mode	19	0.06	0.00%	0.00%	0.06%	86.39%	86.40%	99.15%	0.00%	85.75%
Mode	20	0.06	0.00%	0.00%	0.00%	86.39%	86.40%	99.15%	0.00%	85.75%
Mode	21	0.06	0.00%	0.00%	0.02%	86.39%	86.40%	99.16%	0.00%	85.75%
Mode	22	0.05	0.00%	0.00%	0.01%	86.39%	86.40%	99.17%	0.00%	85.75%
Mode	23	0.05	0.00%	0.00%	0.03%	86.39%	86.40%	99.20%	0.00%	85.75%
Mode	24	0.05	0.00%	0.00%	0.00%	86.40%	86.40%	99.20%	0.00%	85.75%
Mode	25	0.04	0.00%	0.00%	0.01%	86.40%	86.40%	99.21%	0.00%	85.75%
Mode	26	0.04	0.00%	0.00%	0.01%	86.40%	86.40%	99.22%	0.00%	85.75%
Mode	27	0.04	0.00%	0.00%	0.00%	86.40%	86.40%	99.22%	0.00%	85.75%
Mode	28	0.04	0.00%	0.00%	0.00%	86.40%	86.40%	99.22%	0.00%	85.75%
Mode	29	0.03	0.00%	0.00%	0.01%	86.40%	86.40%	99.23%	0.00%	85.75%
Mode	30	0.01	0.00%	0.01%	0.00%	86.40%	86.41%	99.23%	0.00%	85.75%
Mode	31	0.01	0.00%	0.00%	0.00%	86.40%	86.41%	99.24%	0.05%	85.80%
Mode	32	0.01	0.85%	0.00%	0.00%	87.25%	86.41%	99.24%	0.06%	85.86%
Mode	33	0.00	0.02%	0.65%	0.01%	87.26%	87.06%	99.25%	0.09%	85.95%
Mode	34	0.00	0.00%	3.54%	0.00%	87.26%	90.60%	99.25%	4.04%	89.98%
Mode	35	0.00	2.52%	0.01%	0.01%	89.78%	90.61%	99.25%	0.23%	90.21%

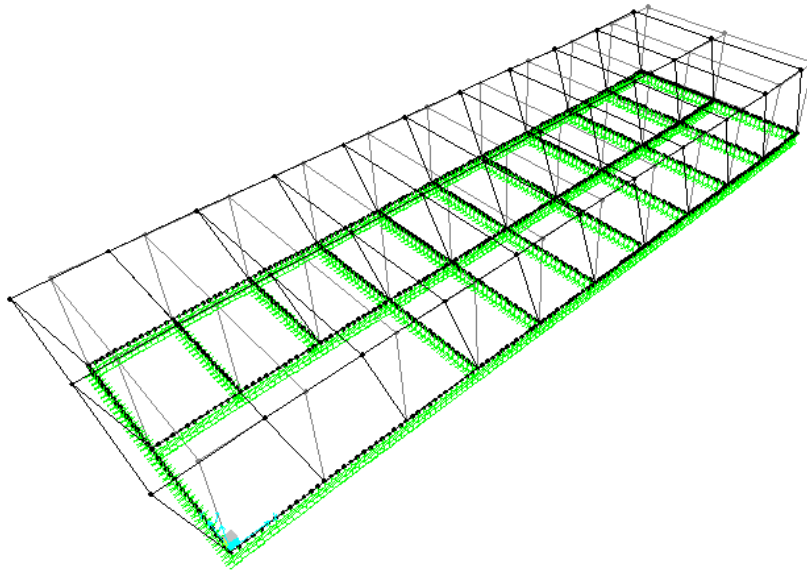
Modo 1 $T = 0.38s$



Modo 2 $T = 0.36s$



Modo 3 $T=0.35$ s



 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO FA06A - FSA Magazzino fascio merci Dittaino					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO FA 06 00 001	REV. A

6.6.10.2.-.. Eccentricità accidentale delle masse (Ecc.X , Ecc.Y)

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. In assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

La forza di taglio alla base F_b si determina con la formula definita al § 7.3.3.2 – NTC 2018:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

dove:

λ è un fattore di correzione che nel caso in esame può essere assunto pari ad 1

W è il peso totale dell'edificio

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto per il periodo T_1

T_1 è il periodo proprio derivante dall'analisi dinamica modale, relativo al modo di vibrare traslatorio considerato

Dall'analisi modale della struttura si ottengono i seguenti periodi propri, riferiti ai due modi di vibrare traslatori, sono i seguenti:

$$T_x = 0.35 \text{ s} \quad T_y = 0.38 \text{ s}$$

Si determinano quindi le forze di taglio alla base e i corrispondenti momenti torcenti per ciascuna direzione. Si osserva che se il momento torcente è generato dal sisma in direzione x (oppure y) allora anche il sistema di forze equivalente avrà direzione x (oppure y); si riportano di seguito le formule usate per la loro determinazione:

$$M_{tx} = F_b \cdot e_y \quad M_{ty} = F_b \cdot e_x$$

Dopo aver determinato il momento torcente per ciascuna delle due componenti orizzontali dell'azione sismica, si procede con la determinazione di un sistema di forze equivalente a tale momento. Le forze equivalenti sono state individuate in base alla distanza dei pilastri dal centro geometrico degli stessi: le forze sono applicate su ciascun pilastro, alla quota del baricentro delle travi.

$$H_{kx} = M_{tx} \cdot \frac{y_k}{\sum_k y_k^2} \quad H_{ky} = M_{ty} \cdot \frac{x_k}{\sum_k x_k^2}$$

dove:

k indica il numero del pilastro considerato

H_{kx} è la forza in direzione x, data da M_{tx} , agente sul k-esimo pilastro considerato

H_{ky} è la forza in direzione y, data da M_{ty} , agente sul k-esimo pilastro considerato

x_k e y_k sono le distanze dei pilastri dal centro geometrico della struttura

Gli effetti delle forze equivalenti dovute all'eccentricità accidentale, vengono portati in conto nella combinazione sismica, sommandoli all'azione sismica che li origina.

7.-..ANALISI DELLA STRUTTURA

7.1.-..Codici di calcolo utilizzati

Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali, per i modi di vibrare della struttura e per verifiche di resistenza si è fatto ricorso al codice di calcolo FEM SAP2000 della CSI.

7.1.1.-..Affidabilità del software

La documentazione fornita a corredo dei software contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

7.2.-..Modellazione dell'opera

L'analisi della struttura in esame è stata effettuata attraverso una modellazione agli elementi finiti.

La struttura è stata modellata con un modello numerico nelle tre dimensioni nello spazio, il sistema di riferimento assunto prevede una terna destrorsa il cui asse X è orientato in direzione nord e l'asse Z verticale positivo verso l'alto.

Il modello prevede un unico piano fuori terra. Travi e pilastri sono stati simulati con elementi *beam*, i solai mediante elementi *shell*.

Le fondazioni sono modellate con elementi *beam* suolo elastico alla Winkler, attraverso l'introduzione di molle verticali. La traslazione orizzontale è stata bloccata mediante *restraint* nei nodi alla base dei pilastri.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

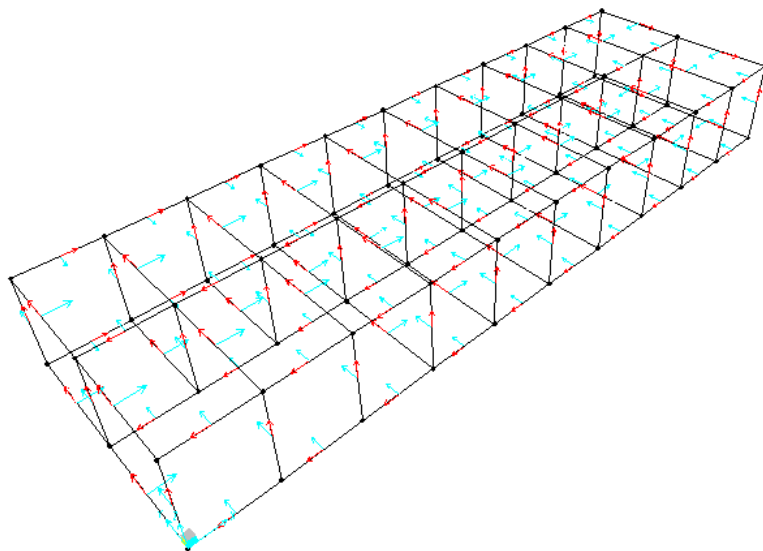


Figura 6: assi locali

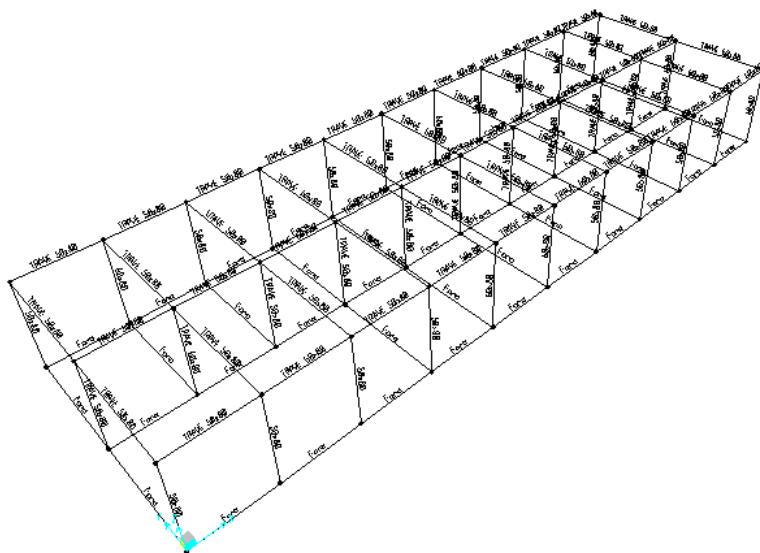


Figura 7: tipologia aste

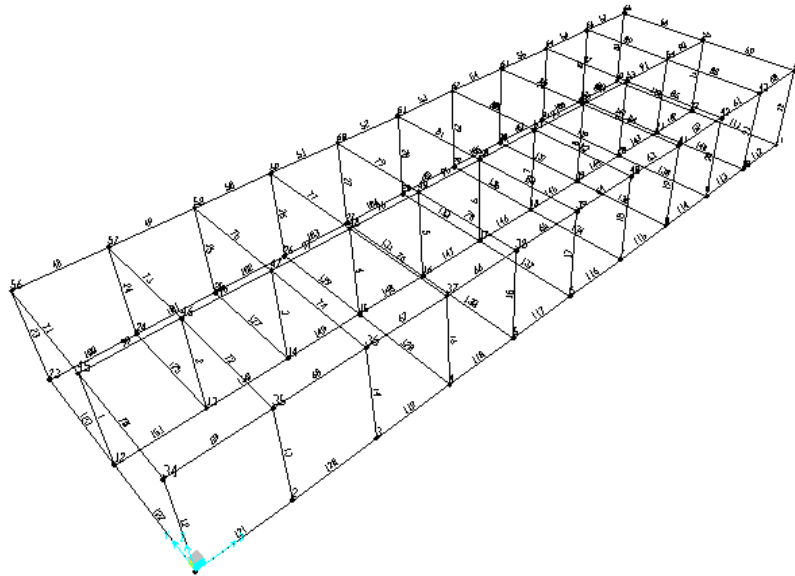


Figura 8: numerazione aste e nodi

7.2.1.-..Condizioni di carico e assegnazioni

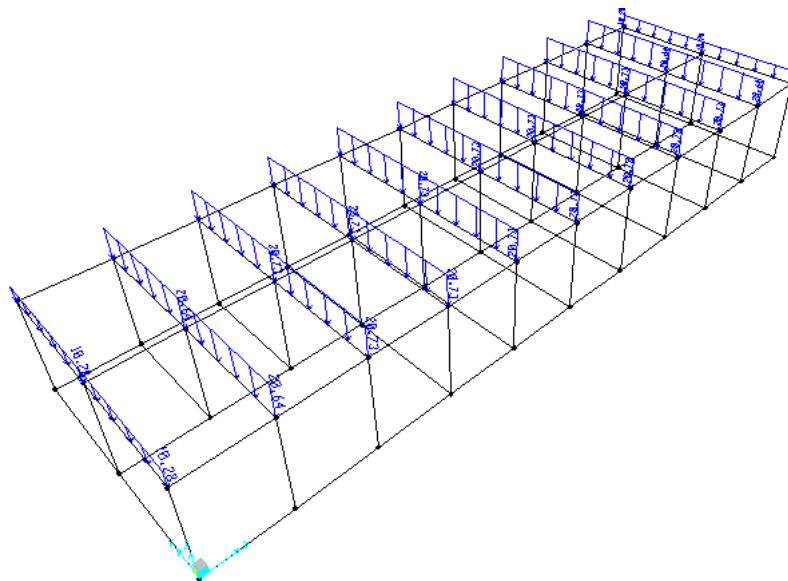
Di seguito si riportano le condizioni elementari di carico:

Case	Type
Text	Text
G1	LinStatic
MODAL	LinModal
G2	LinStatic
QH1	LinStatic
N	LinStatic
T	LinStatic
Vx	LinStatic
Vy	LinStatic
Vx-	LinStatic
Vy-	LinStatic
SLV-X	LinRespSpec

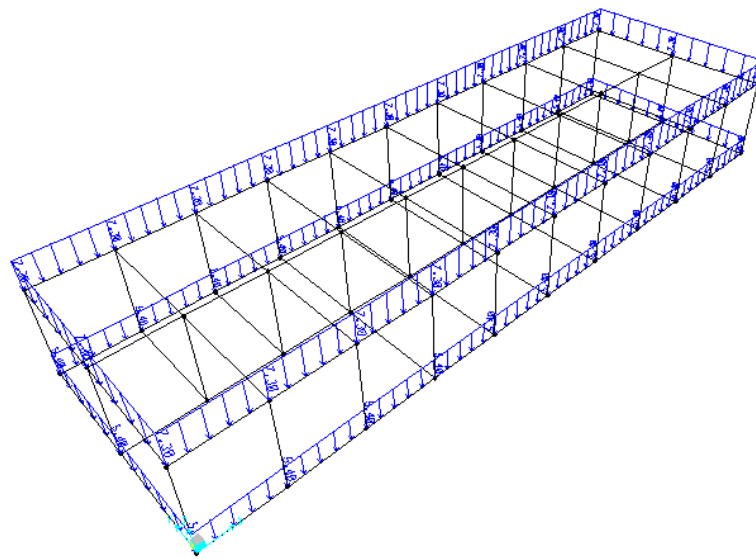
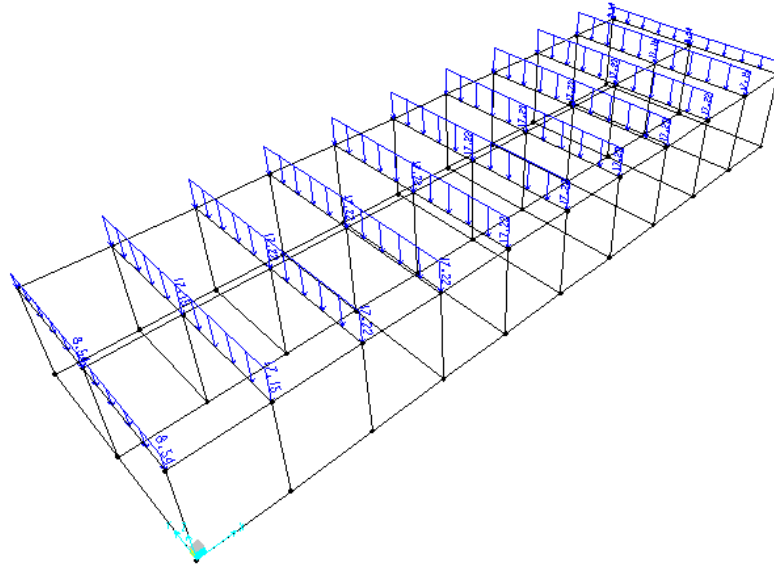
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	40 di 87

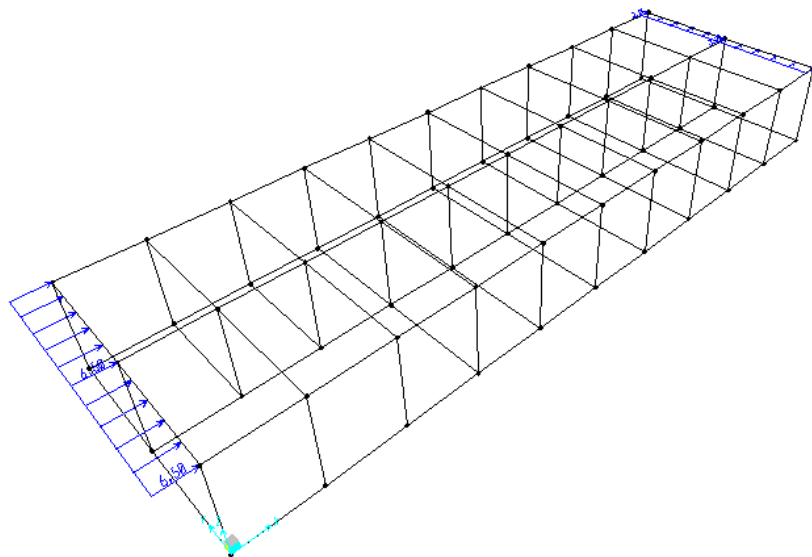
SLV-Y	LinRespSpec
SLD-X	LinRespSpec
SLD-Y	LinRespSpec
SLO-X	LinRespSpec
SLO-Y	LinRespSpec
E SLVy	LinStatic
E SLVx	LinStatic
E SLDy	LinStatic
E SLDx	LinStatic
E SLOy	LinStatic
E SLOx	LinStatic



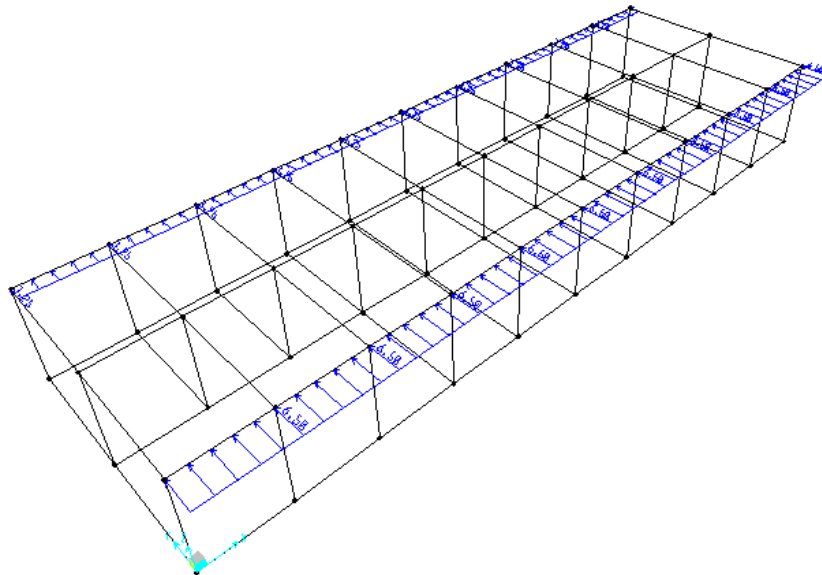
G1 – Peso solaio



G2 – Permanenti non strutturali



V_{x+} – Vento X+



V_{y+} – Vento Y+

7.3.-.Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC 18):

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili (verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 NTC 18):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2} + \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per ciascun elemento strutturale. Di seguito tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. In particolare le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione.

Di seguito si riportano, con riferimento al § 7.3 della presente, le combinazioni utilizzate.

7.3.1.-..Modello di calcolo

Combinazioni SLU

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLU_Q1	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q1		G2	1.3
SLU_Q1		QH1	1.5
SLU_Q1		T	0.9
SLU_Q1		Vx	0.9
SLU_Q1		N	0.75
SLU_Q2	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q2		G2	1.3
SLU_Q2		QH1	1.5
SLU_Q2		T	-0.9
SLU_Q2		Vx	0.9
SLU_Q2		N	0.75
SLU_Q3	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q3		G2	1.3
SLU_Q3		QH1	1.5
SLU_Q3		T	0.9
SLU_Q3		Vx-	0.9
SLU_Q3		N	0.75
SLU_Q4	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q4		G2	1.3
SLU_Q4		QH1	1.5
SLU_Q4		T	-0.9
SLU_Q4		Vx-	0.9
SLU_Q4		N	0.75
SLU_Q5	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q5		G2	1.3
SLU_Q5		QH1	1.5
SLU_Q5		T	0.9
SLU_Q5		Vy	0.9
SLU_Q5		N	0.75

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	46 di 87

SLU_Q6	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q6		G2	1.3
SLU_Q6		QH1	1.5
SLU_Q6		T	-0.9
SLU_Q6		Vy	0.9
SLU_Q6		N	0.75
SLU_Q7	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q7		G2	1.3
SLU_Q7		QH1	1.5
SLU_Q7		T	0.9
SLU_Q7		Vy-	0.9
SLU_Q7		N	0.75
SLU_Q8	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q8		G2	1.3
SLU_Q8		QH1	1.5
SLU_Q8		T	-0.9
SLU_Q8		Vy-	0.9
SLU_Q8		N	0.75
SLU_Vx1+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx1+		G2	1.3
SLU_Vx1+		N	0.75
SLU_Vx1+		T	0.9
SLU_Vx1+		Vx	1.5
SLU_Vx1-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx1-		G2	1.3
SLU_Vx1-		N	0.75
SLU_Vx1-		T	0.9
SLU_Vx1-		Vx-	1.5
SLU_Vx2+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx2+		G2	1.3
SLU_Vx2+		N	0.75
SLU_Vx2+		T	-0.9
SLU_Vx2+		Vx	1.5
SLU_Vx2-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx2-		G2	1.3

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	47 di 87

SLU_Vx2-		N	0.75
SLU_Vx2-		T	-0.9
SLU_Vx2-		Vx-	1.5
SLU_Vy1+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy1+		G2	1.3
SLU_Vy1+		N	0.75
SLU_Vy1+		T	0.9
SLU_Vy1+		Vy	1.5
SLU_Vy1-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy1-		G2	1.3
SLU_Vy1-		N	0.75
SLU_Vy1-		T	0.9
SLU_Vy1-		Vy-	1.5
SLU_Vy2+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy2+		G2	1.3
SLU_Vy2+		N	0.75
SLU_Vy2+		T	-0.9
SLU_Vy2+		Vy	1.5
SLU_Vy2-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy2-		G2	1.3
SLU_Vy2-		N	0.75
SLU_Vy2-		T	-0.9
SLU_Vy2-		Vy-	1.5
SLU_N1	Linear Add	G1	1.3
SLU_N1		G2	1.3
SLU_N1		QH1	0
SLU_N1		T	0.9
SLU_N1		Vx	0.9
SLU_N1		N	1.5
SLU_N2	Linear Add	G1	1.3
SLU_N2		G2	1.3
SLU_N2		QH1	0
SLU_N2		T	-0.9
SLU_N2		Vx	0.9
SLU_N2		N	1.5

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	48 di 87

SLU_N3	Linear Add	G1	1.3
SLU_N3		G2	1.3
SLU_N3		QH1	0
SLU_N3		T	0.9
SLU_N3		Vx-	0.9
SLU_N3		N	1.5
SLU_N4	Linear Add	G1	1.3
SLU_N4		G2	1.3
SLU_N4		QH1	0
SLU_N4		T	-0.9
SLU_N4		Vx-	0.9
SLU_N4		N	1.5
SLU_N5	Linear Add	G1	1.3
SLU_N5		G2	1.3
SLU_N5		QH1	0
SLU_N5		T	0.9
SLU_N5		Vy	0.9
SLU_N5		N	1.5
SLU_N6	Linear Add	G1	1.3
SLU_N6		G2	1.3
SLU_N6		QH1	0
SLU_N6		T	-0.9
SLU_N6		Vy	0.9
SLU_N6		N	1.5
SLU_N7	Linear Add	G1	1.3
SLU_N7		G2	1.3
SLU_N7		QH1	0
SLU_N7		T	0.9
SLU_N7		Vy-	0.9
SLU_N7		N	1.5
SLU_N8	Linear Add	G1	1.3
SLU_N8		G2	1.3
SLU_N8		QH1	0
SLU_N8		T	-0.9
SLU_N8		Vy-	0.9

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	49 di 87

SLU_N8		N	1.5
SLU_T1	Linear Add	G1	1.3
SLU_T1		G2	1.3
SLU_T1		QH1	0
SLU_T1		T	1.5
SLU_T1		Vx	0.9
SLU_T1		N	0.75
SLU_T2	Linear Add	G1	1.3
SLU_T2		G2	1.3
SLU_T2		QH1	0
SLU_T2		T	-1.5
SLU_T2		Vx	0.9
SLU_T2		N	0.75
SLU_T3	Linear Add	G1	1.3
SLU_T3		G2	1.3
SLU_T3		QH1	0
SLU_T3		T	1.5
SLU_T3		Vx-	0.9
SLU_T3		N	0.75
SLU_T4	Linear Add	G1	1.3
SLU_T4		G2	1.3
SLU_T4		QH1	0
SLU_T4		T	-1.5
SLU_T4		Vx-	0.9
SLU_T4		N	0.75
SLU_T5	Linear Add	G1	1.3
SLU_T5		G2	1.3
SLU_T5		QH1	0
SLU_T5		T	1.5
SLU_T5		Vy	0.9
SLU_T5		N	0.75
SLU_T6	Linear Add	G1	1.3
SLU_T6		G2	1.3
SLU_T6		QH1	0
SLU_T6		T	-1.5

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	50 di 87

SLU_T6		Vy	0.9
SLU_T6		N	0.75
SLU_T7	Linear Add	G1	1.3
SLU_T7		G2	1.3
SLU_T7		QH1	0
SLU_T7		T	1.5
SLU_T7		Vy-	0.9
SLU_T7		N	0.75
SLU_T8	Linear Add	G1	1.3
SLU_T8		G2	1.3
SLU_T8		QH1	0
SLU_T8		T	-1.5
SLU_T8		Vy-	0.9
SLU_T8		N	0.75

Combinazioni SLE rara

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLER_Q1	Linear Add	G1	1
SLER_Q1		G2	1
SLER_Q1		QH1	1
SLER_Q1		T	0.6
SLER_Q1		N	0.5
SLER_Q1		Vx	0.6
SLER_Q2	Linear Add	G1	1
SLER_Q2		G2	1
SLER_Q2		QH1	1
SLER_Q2		T	-0.6
SLER_Q2		N	0.5
SLER_Q2		Vx	0.6
SLER_Q3	Linear Add	G1	1
SLER_Q3		G2	1
SLER_Q3		QH1	1
SLER_Q3		T	0.6

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	51 di 87

SLER_Q3		N	0.5
SLER_Q3		Vx-	0.6
SLER_Q4	Linear Add	G1	1
SLER_Q4		G2	1
SLER_Q4		QH1	1
SLER_Q4		T	-0.6
SLER_Q4		N	0.5
SLER_Q4		Vx-	0.6
SLER_Q5	Linear Add	G1	1
SLER_Q5		G2	1
SLER_Q5		QH1	1
SLER_Q5		T	0.6
SLER_Q5		N	0.5
SLER_Q5		Vy	0.6
SLER_Q6	Linear Add	G1	1
SLER_Q6		G2	1
SLER_Q6		QH1	1
SLER_Q6		T	-0.6
SLER_Q6		N	0.5
SLER_Q6		Vy	0.6
SLER_Q7	Linear Add	G1	1
SLER_Q7		G2	1
SLER_Q7		QH1	1
SLER_Q7		T	0.6
SLER_Q7		N	0.5
SLER_Q7		Vy-	0.6
SLER_Q8	Linear Add	G1	1
SLER_Q8		G2	1
SLER_Q8		QH1	1
SLER_Q8		T	-0.6
SLER_Q8		N	0.5
SLER_Q8		Vy-	0.6
SLER_Vx+_T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vx+_T-		G2	1
SLER_Vx+_T-		Vx	1

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	52 di 87

SLER_Vx+_T-		N	0.5
SLER_Vx+_T-		T	-0.6
SLER_Vy+	Linear Add	G1	1
SLER_Vy+		G2	1
SLER_Vy+		Vy	1
SLER_Vy+		N	0.5
SLER_Vy+		T	0.6
SLER_Vx-	Linear Add	G1	1
SLER_Vx-		G2	1
SLER_Vx-		Vx-	1
SLER_Vx-		N	0.5
SLER_Vx-		T	0.6
SLER_Vy-	Linear Add	G1	1
SLER_Vy-		G2	1
SLER_Vy-		Vy-	1
SLER_Vy-		N	0.5
SLER_Vy-		T	0.6
SLER_Vx+	Linear Add	G1	1
SLER_Vx+		G2	1
SLER_Vx+		Vx	1
SLER_Vx+		N	0.5
SLER_Vx+		T	0.6
SLER_Vx-_T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vx-_T-		G2	1
SLER_Vx-_T-		Vx-	1
SLER_Vx-_T-		N	0.5
SLER_Vx-_T-		T	-0.6
SLER_Vy+_T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vy+_T-		G2	1
SLER_Vy+_T-		Vy	1
SLER_Vy+_T-		N	0.5
SLER_Vy+_T-		T	-0.6
SLER_Vy-_T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vy-_T-		G2	1
SLER_Vy-_T-		Vy-	1

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	53 di 87

SLER_Vy-_T-		N	0.5
SLER_Vy-_T-		T	-0.6
SLER_N1	Linear Add	G1	1
SLER_N1		G2	1
SLER_N1		QH1	0
SLER_N1		T	0.6
SLER_N1		Vx	0.6
SLER_N1		N	1
SLER_N2	Linear Add	G1	1
SLER_N2		G2	1
SLER_N2		QH1	0
SLER_N2		T	-0.6
SLER_N2		Vx	0.6
SLER_N2		N	1
SLER_N3	Linear Add	G1	1
SLER_N3		G2	1
SLER_N3		QH1	0
SLER_N3		T	0.6
SLER_N3		Vx-	0.6
SLER_N3		N	1
SLER_N4	Linear Add	G1	1
SLER_N4		G2	1
SLER_N4		QH1	0
SLER_N4		T	-0.6
SLER_N4		Vx-	0.6
SLER_N4		N	1
SLER_N5	Linear Add	G1	1
SLER_N5		G2	1
SLER_N5		QH1	0
SLER_N5		T	0.6
SLER_N5		Vy	0.6
SLER_N5		N	1
SLER_N6	Linear Add	G1	1
SLER_N6		G2	1
SLER_N6		QH1	0

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	54 di 87

SLER_N6		T	-0.6
SLER_N6		Vy	0.6
SLER_N6		N	1
SLER_N7	Linear Add	G1	1
SLER_N7		G2	1
SLER_N7		QH1	0
SLER_N7		T	0.6
SLER_N7		Vy-	0.6
SLER_N7		N	1
SLER_N8	Linear Add	G1	1
SLER_N8		G2	1
SLER_N8		QH1	0
SLER_N8		T	-0.6
SLER_N8		Vy-	0.6
SLER_N8		N	1
SLER_T1	Linear Add	G1	1
SLER_T1		G2	1
SLER_T1		QH1	0
SLER_T1		T	1
SLER_T1		Vx	0.6
SLER_T1		N	0.5
SLER_T2	Linear Add	G1	1
SLER_T2		G2	1
SLER_T2		QH1	0
SLER_T2		T	-1
SLER_T2		Vx	0.6
SLER_T2		N	0.5
SLER_T3	Linear Add	G1	1
SLER_T3		G2	1
SLER_T3		QH1	0
SLER_T3		T	1
SLER_T3		Vx-	0.6
SLER_T3		N	0.5
SLER_T4	Linear Add	G1	1
SLER_T4		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	55 di 87

SLER_T4		QH1	0
SLER_T4		T	-1
SLER_T4		Vx-	0.6
SLER_T4		N	0.5
SLER_T5	Linear Add	G1	1
SLER_T5		G2	1
SLER_T5		QH1	0
SLER_T5		T	1
SLER_T5		N	0.5
SLER_T5		Vy	0.6
SLER_T6	Linear Add	G1	1
SLER_T6		G2	1
SLER_T6		QH1	0
SLER_T6		T	-1
SLER_T6		N	0.5
SLER_T6		Vy	0.6
SLER_T7	Linear Add	G1	1
SLER_T7		G2	1
SLER_T7		QH1	0
SLER_T7		T	1
SLER_T7		N	0.5
SLER_T7		Vy-	0.6
SLER_T8	Linear Add	G1	1
SLER_T8		G2	1
SLER_T8		QH1	0
SLER_T8		T	-1
SLER_T8		N	0.5
SLER_T8		Vy-	0.6

Combinazioni SLE frequente

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLEF_Vx+	Linear Add	G1	1
SLEF_Vx+		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	56 di 87

SLEF_Vx+		Vx	0.2
SLEF_Vy+	Linear Add	G1	1
SLEF_Vy+		G2	1
SLEF_Vy+		Vy	0.2
SLEF_Vx-	Linear Add	G1	1
SLEF_Vx-		G2	1
SLEF_Vx-		Vx-	0.2
SLEF_Vy-	Linear Add	G1	1
SLEF_Vy-		G2	1
SLEF_Vy-		Vy-	0.2
SLEF_N	Linear Add	G1	1
SLEF_N		G2	1
SLEF_N		N	0.2
SLEF_T	Linear Add	G1	1
SLEF_T		G2	1
SLEF_T		T	0.5
SLEF_T-	Linear Add	G1	1
SLEF_T-		G2	1
SLEF_T-		T	-0.5

Combinazioni SLE quasi permanente

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLEQP	Linear Add	G1	1
SLEQP		G2	1

Combinazioni SLV

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLV_X1	Linear Add	G1	1
SLV_X1		G2	1
SLV_X1		SLV-X	1

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	57 di 87

SLV_X1		SLV-Y	0.3
SLV_X2	Linear Add	G1	1
SLV_X2		G2	1
SLV_X2		SLV-X	-1
SLV_X2		SLV-Y	0.3
SLV_X3	Linear Add	G1	1
SLV_X3		G2	1
SLV_X3		SLV-X	1
SLV_X3		SLV-Y	-0.3
SLV_X4	Linear Add	G1	1
SLV_X4		G2	1
SLV_X4		SLV-X	-1
SLV_X4		SLV-Y	-0.3
SLV_Y1	Linear Add	G1	1
SLV_Y1		G2	1
SLV_Y1		SLV-X	0.3
SLV_Y1		SLV-Y	1
SLV_Y2	Linear Add	G1	1
SLV_Y2		G2	1
SLV_Y2		SLV-X	-0.3
SLV_Y2		SLV-Y	1
SLV_Y3	Linear Add	G1	1
SLV_Y3		G2	1
SLV_Y3		SLV-X	0.3
SLV_Y3		SLV-Y	-1
SLV_Y4	Linear Add	G1	1
SLV_Y4		G2	1
SLV_Y4		SLV-X	-0.3
SLV_Y4		SLV-Y	-1
SLV_X5	Linear Add	G1	1
SLV_X5		G2	1
SLV_X5		SLV-X	1
SLV_X5		SLV-Y	0.3
SLV_X6	Linear Add	G1	1
SLV_X6		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	58 di 87

SLV_X6		SLV-X	-1
SLV_X6		SLV-Y	0.3
SLV_X7	Linear Add	G1	1
SLV_X7		G2	1
SLV_X7		SLV-X	1
SLV_X7		SLV-Y	-0.3
SLV_X8	Linear Add	G1	1
SLV_X8		G2	1
SLV_X8		SLV-X	-1
SLV_X8		SLV-Y	-0.3
SLV_Y5	Linear Add	G1	1
SLV_Y5		G2	1
SLV_Y5		SLV-X	0.3
SLV_Y5		SLV-Y	1
SLV_Y6	Linear Add	G1	1
SLV_Y6		G2	1
SLV_Y6		SLV-X	-0.3
SLV_Y6		SLV-Y	1
SLV_Y7	Linear Add	G1	1
SLV_Y7		G2	1
SLV_Y7		SLV-X	0.3
SLV_Y7		SLV-Y	-1
SLV_Y8	Linear Add	G1	1
SLV_Y8		G2	1
SLV_Y8		SLV-X	-0.3
SLV_Y8		SLV-Y	-1
SLV_X9	Linear Add	G1	1
SLV_X9		G2	1
SLV_X9		SLV-X	1
SLV_X9		SLV-Y	0.3
SLV_X10	Linear Add	G1	1
SLV_X10		G2	1
SLV_X10		SLV-X	-1
SLV_X10		SLV-Y	0.3
SLV_X11	Linear Add	G1	1

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	59 di 87

SLV_X11		G2	1
SLV_X11		SLV-X	1
SLV_X11		SLV-Y	-0.3
SLV_X12	Linear Add	G1	1
SLV_X12		G2	1
SLV_X12		SLV-X	-1
SLV_X12		SLV-Y	-0.3
SLV_X13	Linear Add	G1	1
SLV_X13		G2	1
SLV_X13		SLV-X	1
SLV_X13		SLV-Y	0.3
SLV_X14	Linear Add	G1	1
SLV_X14		G2	1
SLV_X14		SLV-X	-1
SLV_X14		SLV-Y	0.3
SLV_X15	Linear Add	G1	1
SLV_X15		G2	1
SLV_X15		SLV-X	1
SLV_X15		SLV-Y	-0.3
SLV_X16	Linear Add	G1	1
SLV_X16		G2	1
SLV_X16		SLV-X	-1
SLV_X16		SLV-Y	-0.3
SLV_Y9	Linear Add	G1	1
SLV_Y9		G2	1
SLV_Y9		SLV-X	0.3
SLV_Y9		SLV-Y	1
SLV_Y10	Linear Add	G1	1
SLV_Y10		G2	1
SLV_Y10		SLV-X	-0.3
SLV_Y10		SLV-Y	1
SLV_Y11	Linear Add	G1	1
SLV_Y11		G2	1
SLV_Y11		SLV-X	0.3
SLV_Y11		SLV-Y	1

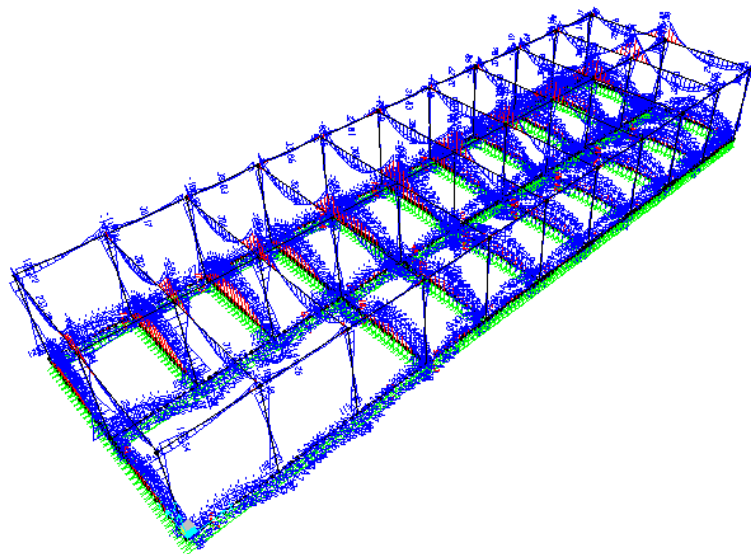
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	60 di 87

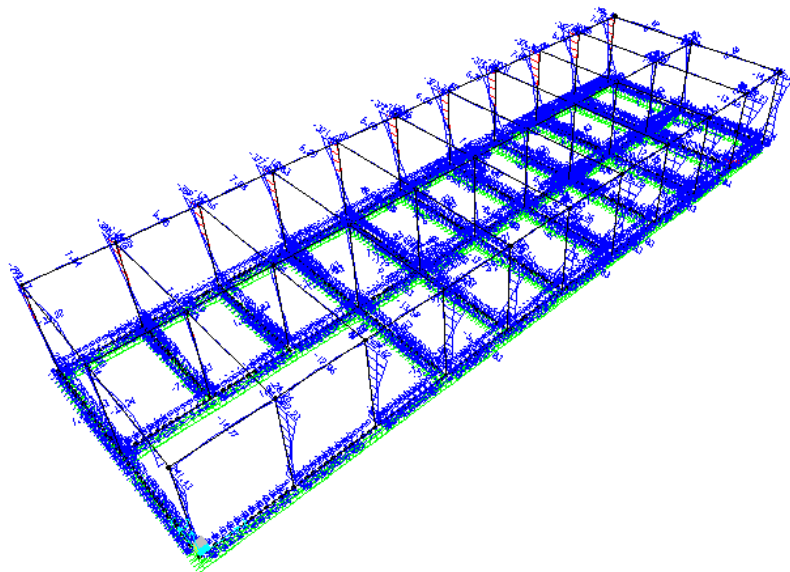
SLV_Y12	Linear Add	G1	1
SLV_Y12		G2	1
SLV_Y12		SLV-X	-0.3
SLV_Y12		SLV-Y	-1
SLV_Y13	Linear Add	G1	1
SLV_Y13		G2	1
SLV_Y13		SLV-X	0.3
SLV_Y13		SLV-Y	1
SLV_Y14	Linear Add	G1	1
SLV_Y14		G2	1
SLV_Y14		SLV-X	-0.3
SLV_Y14		SLV-Y	1
SLV_Y15	Linear Add	G1	1
SLV_Y15		G2	1
SLV_Y15		SLV-X	0.3
SLV_Y15		SLV-Y	-1
SLV_Y16	Linear Add	G1	1
SLV_Y16		G2	1
SLV_Y16		SLV-X	-0.3
SLV_Y16		SLV-Y	-1

8.-..SOLLECITAZIONI MASSIME

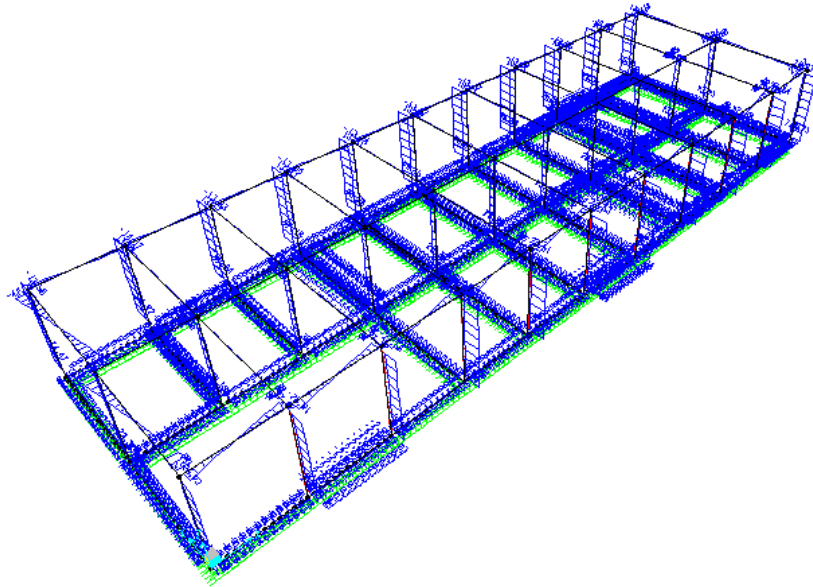
Di seguito si riportano, per il modello di calcolo, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione a mezzo di diagrammi di involuppo associati alle famiglie di combinazioni dei carichi.



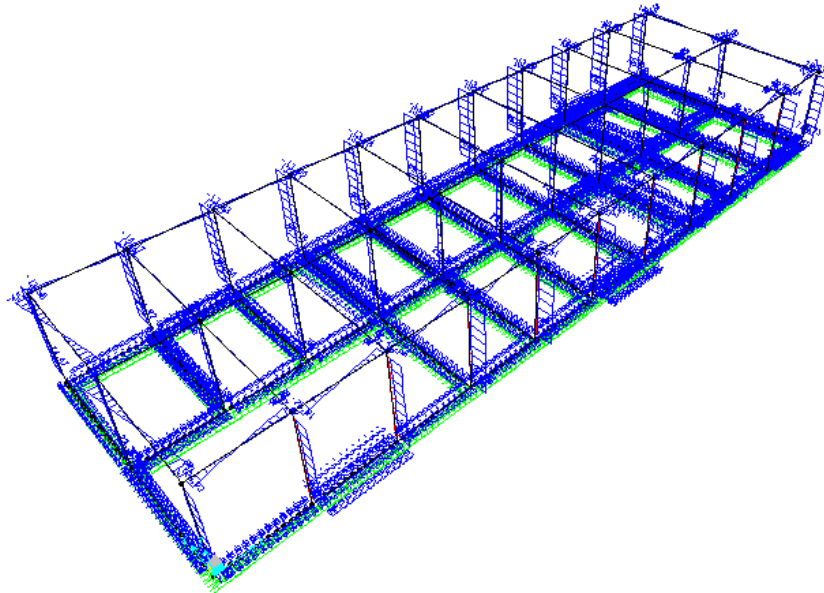
Momento M3 - Inviluppo SLU



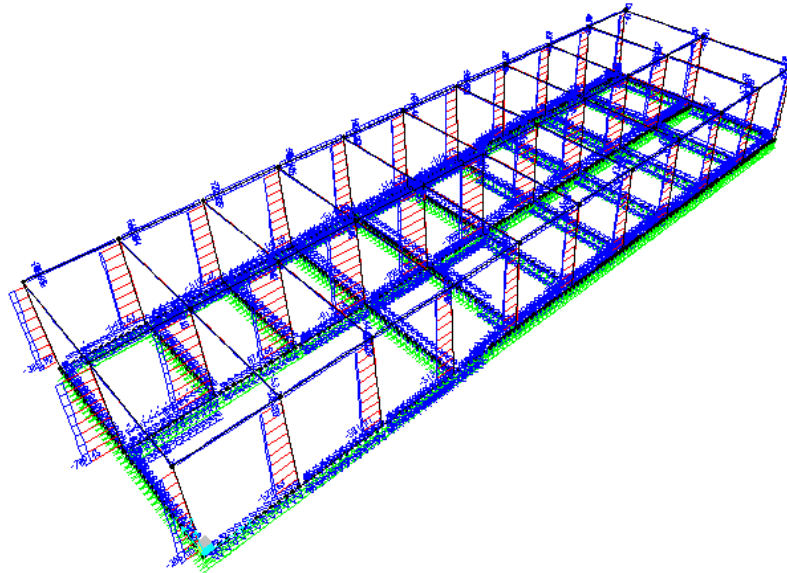
Momento M2 - Inviluppo SLU



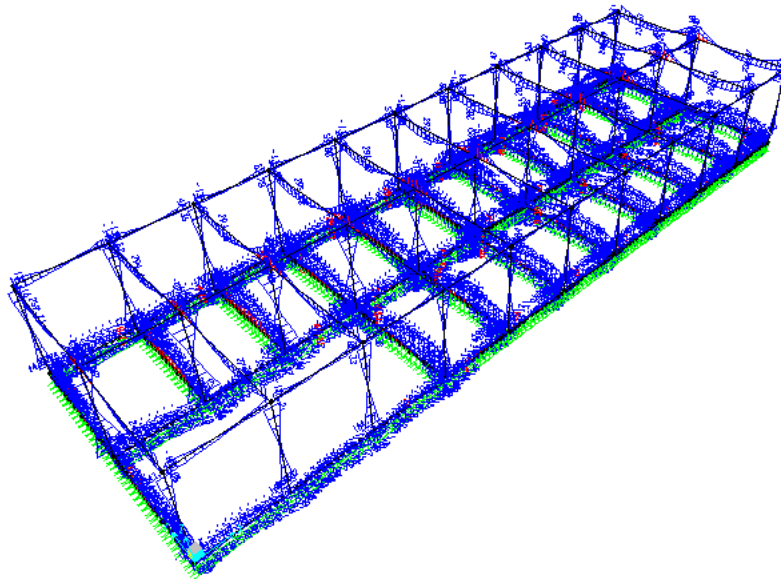
Taglio V3 - Inviluppo SLU



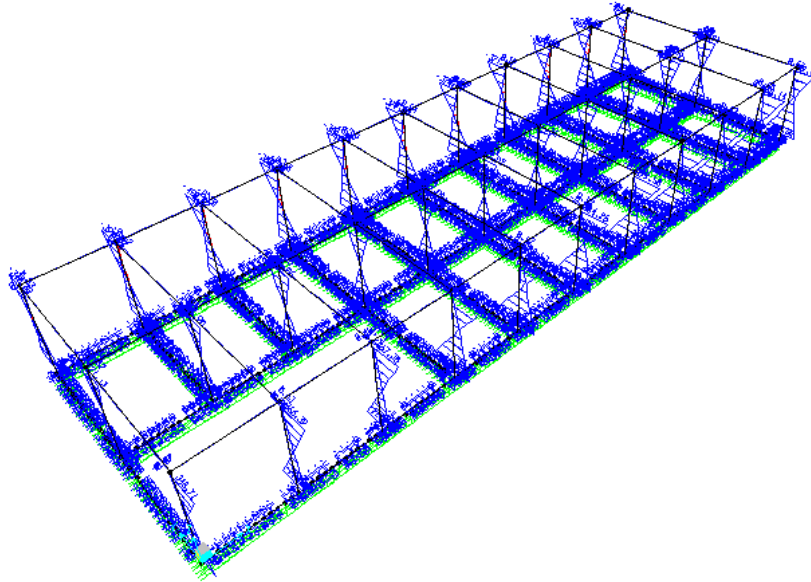
Taglio V2 - Inviluppo SLU



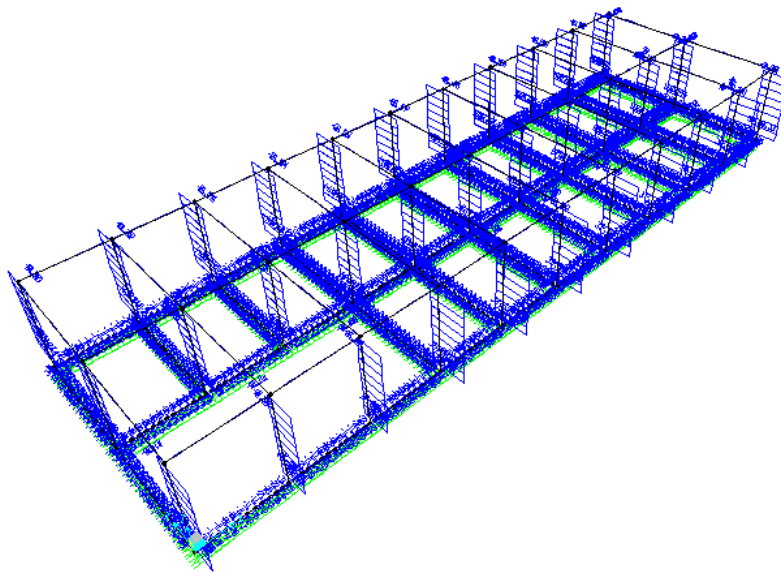
Sforzo Normale N - Involuppo SLU



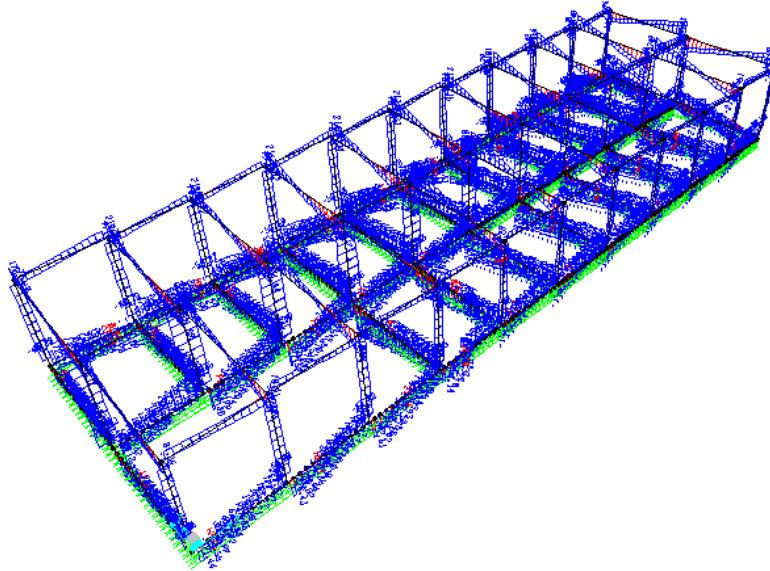
Momento M3 - Involuppo SLV



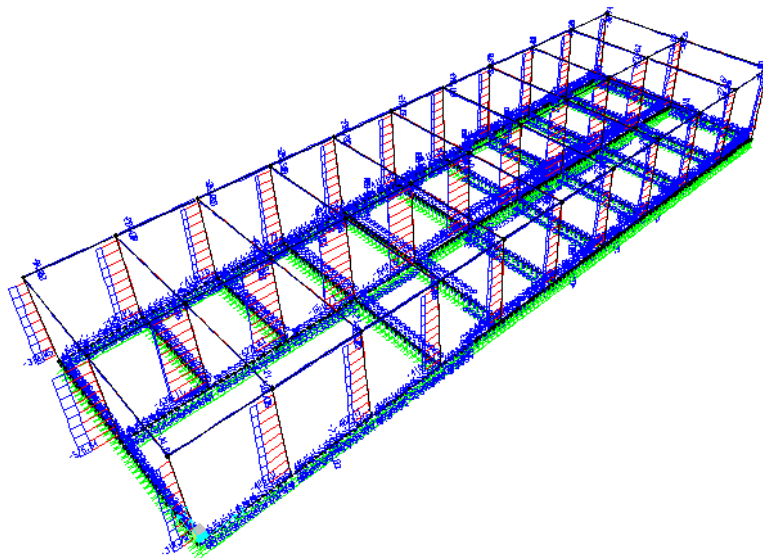
Momento M2 - Inviluppo SLV



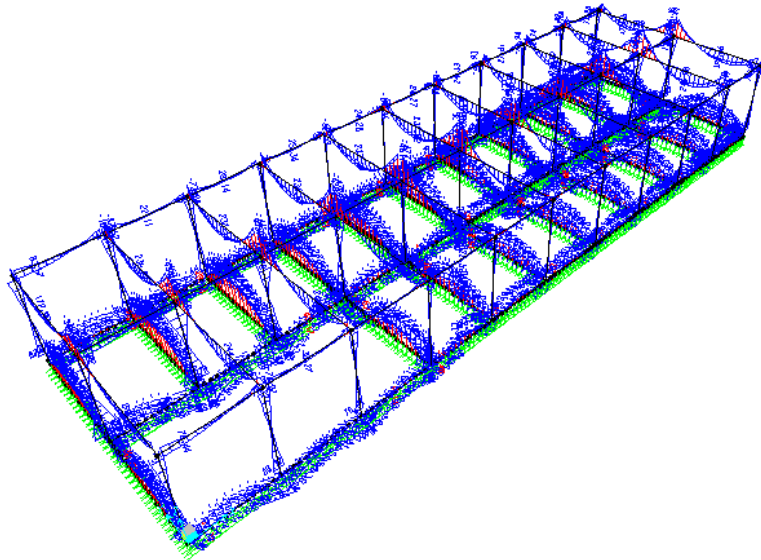
Taglio V3 - Inviluppo SLV



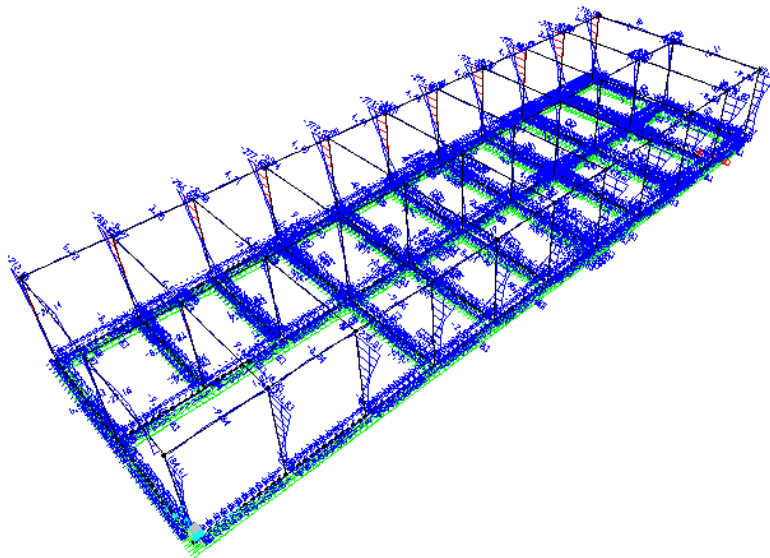
Taglio V2 - Inviluppo SLV



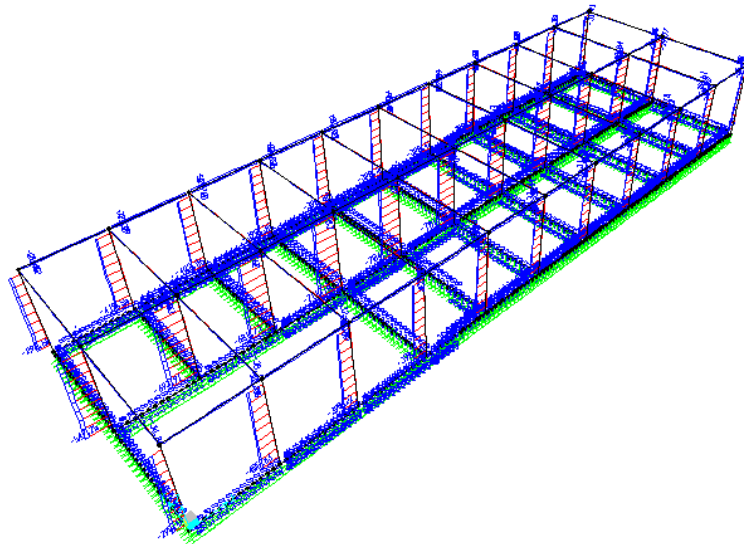
Sforzo Normale N - Inviluppo SLV



Momento M3 - Involuppo SLER



Momento M2 - Involuppo SLER



Sforzo Normale N - Involuppo SLER

9.-..VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

9.1.-..Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLE

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A ", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Si considerano condizioni ambientali ordinarie; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali ordinarie, qual è il caso delle strutture in esame così

come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

9.2.-..Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLU travi

➤ Verifica a flessione semplice:

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del software RC-SEC (che svolge in automatico anche il rispetto dei quantitativi minimi di norma) considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti.

➤ Verifica a taglio:

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza γ_{Rd} assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

V_d = Valore di calcolo del taglio agente;

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola

con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

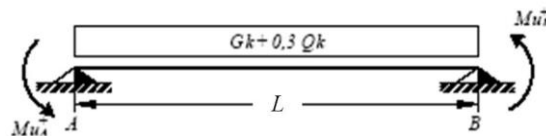
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

dove:

α : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

θ : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

• **1° Schema:**

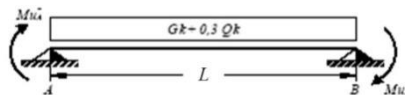


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^+ + Mu_B^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^+ + Mu_B^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

• **2° Schema:**



Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^- + Mu_B^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^- + Mu_B^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

➤ **Verifica limitazioni armatura:**

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.1 delle NTC2018:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

- l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa:

$$\rho_{comp} \geq 0.25\rho$$

- nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:

$$\rho_{comp} \geq 0.5\rho$$

Le zone critiche si estendono, per CD"B", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

- Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:
 - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
 - 225 mm (per CD"B");
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (per

CD”B”)

- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2018):

- l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0.0013 b_t \cdot d$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

- negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;
- al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,\max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.
- le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;
- in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO FA06A - FSA Magazzino fascio merci Dittaino					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO FA 06 00 001	REV. A

Per le travi dell'edificio l'armatura a taglio è costituita solamente da staffe.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

9.3.-..Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLU pilastri

Per la verifica di resistenza dei pilastri allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite (4.1.2.1.7-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove:

$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1.7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro (con $M_{02} \geq M_{01}$).

E' stata valutata la snellezza λ del pilastro nel piano (YZ) e nel piano ortogonale (XZ):

$$\lambda = L_o / i$$

dove:

$L_o = \beta L$ lunghezza di libera inflessione

$\beta = 1$ coefficiente di vincolo per asta incastrata al piede

L luce netta del pilastro

➤ **Verifica a presso-flessione:**

Le verifiche di resistenza a flessione e pressoflessione allo SLU (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4; - 7.4.4.2) per le sezioni di base dei pilastri sono state condotte con il supporto del software RC-SEC considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti:

➤ **Verifica a taglio:**

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto

concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M^{s}_{C,Rd}$ ed inferiore $M^{i}_{C,Rd}$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^{s}_{C,Rd} + M^{i}_{C,Rd}}{l_p}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture in CD"B".

➤ **Verifica limitazioni armatura:**

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2018:

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.
- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
 - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CDB;
 - 175 mm (per CD"B");
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD"B")

- Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale n_{st} e A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2018:

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a :

$$A_{s,min} = (0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}})$$

e comunque non minore di 0.003 A_c ;

dove:

N_{Ed} rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

A_c è l'area di calcestruzzo;

f_{yd} è il valore della resistenza di calcolo dell'armatura.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

9.4.-.Travi fondazione

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
139	7.5	INV_SLV	Combination	Min	0	-113	0	-3	0	-529
139	0.25	INV_SLV	Combination	Max	0	256	0	4	0	396
139	7.5	INV_SLV*1.1	Combination	Min	0	-125	0	-3	0	-582
139	0.25	INV_SLV*1.1	Combination	Max	0	281	0	4	0	435
139	7	INV_SLU	Combination	Min	0	-22	0	-1	0	-532
139	0.25	INV_SLU	Combination	Max	0	303	0	2	0	481
139	6.5	INV_SLER	Combination	Min	0	-40	0	0	0	-394
139	0.25	INV_SLER	Combination	Max	0	233	0	1	0	369
139	6.5	INV_SLEF	Combination	Min	0	-33	0	0	0	-323
139	0.25	INV_SLEF	Combination	Max	0	205	0	1	0	297
139	6	SLEQP	Combination		0	26	0	1	0	-300
139	0.25	SLEQP	Combination		0	202	0	1	0	292

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Le fondazioni superficiali sono verificate in condizioni sismiche e in condizioni statiche:

In condizioni sismiche utilizzando le sollecitazioni ottenute amplificando i valori nelle SLV mediante il coefficiente 1,1. (combinazione di carico 1,1 x SLV), secondo quanto prescritto nel paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018.

In condizioni statiche utilizzando le sollecitazioni non amplificate della combinazione non sismica SLU.

Inoltre sono state eseguite le verifiche a fessurazione e delle tensioni di esercizio per le combinazioni relative allo SLE.

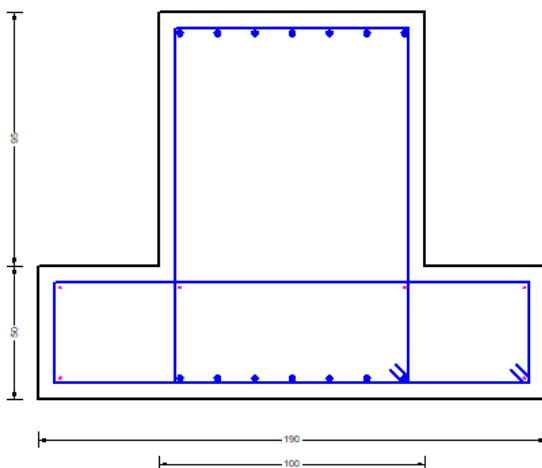
- Verifica di resistenza allo SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni di calcolo, per l'elemento maggiormente sollecitato, in

corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)):

Come prescritto dalle NTC2018 nel paragrafo 7.2.5 la combinazione sismica SLV, andrà amplificata del fattore 1,1 per CDB.

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave tipo:



- Armatura superiore 7 Φ 24
- Armatura inferiore 7 Φ 24

Si adotteranno staffe Φ 10/10 cm, mentre nelle zone centrali di campata staffe Φ 10/20 cm.

9.4.1.-..Tabulato di verifica SLU – SLE e taglio

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	79 di 87

Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	13.750	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	13.750	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	10.000	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -

Tipo:	B450C	
Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base rett. inf.:	190.0	cm
Altezza rett. inf.:	50.0	cm
Base rett. sup.:	100.0	cm
Altezza rett. sup.:	95.0	cm
Barre inferiori:	7Ø24	(31.7 cm ²)
Barre superiori:	7Ø24	(31.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	8.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-529.00	-113.00	0.00
2	0.00	396.00	256.00	0.00
3	0.00	-582.00	-125.00	0.00
4	0.00	435.00	281.00	0.00
5	0.00	-532.00	-22.00	0.00
6	0.00	481.00	303.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-394.00
2	0.00	369.00

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	80 di 87

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-323.00 (-1173.89)
2	0.00	297.00 (1581.02)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-300.00 (-1173.89)
2	0.00	292.00 (1581.02)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 11.6 cm
Copriferro netto minimo staffe: 5.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	-529.00			3.030	22.4	0.16	0.70	31.7 (24.4)
2	S	0.00	396.00			3.988	115.8	0.21	0.71	31.7 (28.1)
3	S	0.00	-582.00			2.754	22.4	0.16	0.70	31.7 (24.4)
4	S	0.00	435.00			3.630	115.8	0.21	0.71	31.7 (28.1)
5	S	0.00	-532.00			3.013	22.4	0.16	0.70	31.7 (24.4)
6	S	0.00	481.00			3.283	115.8	0.21	0.71	31.7 (28.1)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	81 di 87

Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00038	0.0	0.00025	8.0	-0.00196	137.0
2	0.00053	145.0	0.00038	137.0	-0.00196	8.0
3	0.00038	0.0	0.00025	8.0	-0.00196	137.0
4	0.00053	145.0	0.00038	137.0	-0.00196	8.0
5	0.00038	0.0	0.00025	8.0	-0.00196	137.0
6	0.00053	145.0	0.00038	137.0	-0.00196	8.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	10	mm	
Passo staffe:	10.0	cm	[Passo massimo di normativa = 10.5 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	15.7	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast	
1	S	-113.00	407.74	3010.23	1894.67	100.0	137.0	2.500	1.000	0.9
2	S	256.00	407.74	3010.23	1894.67	100.0	137.0	2.500	1.000	2.1
3	S	-125.00	407.74	3010.23	1894.67	100.0	137.0	2.500	1.000	1.0
4	S	281.00	407.74	3010.23	1894.67	100.0	137.0	2.500	1.000	2.3
5	S	-22.00	407.74	3010.23	1894.67	100.0	137.0	2.500	1.000	0.2
6	S	303.00	407.74	3010.23	1894.67	100.0	137.0	2.500	1.000	2.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.25	0.0	0.00	0.0	-96.1	8.0	20.0	2000	31.7	14.0
2	S	1.62	116.1	0.00	116.1	-91.2	137.0	20.0	3800	31.7	14.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	82 di 87

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00051	0.00009	0.50	0.60	0.000288 (0.000288)	489	0.141 (0.20)	-1173.89
2	S	-0.00049	0.00012	0.50	0.60	0.000274 (0.000274)	721	0.197 (0.20)	1581.02

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.03	0.0	0.00	0.0	-78.8	8.0	20.0	2000	31.7	14.0
2	S	1.31	116.1	0.00	116.1	-73.4	137.0	20.0	3800	31.7	14.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00042	0.00008	0.50	0.60	0.000236 (0.000236)	489	0.116 (0.20)	-1173.89
2	S	-0.00039	0.00010	0.50	0.60	0.000220 (0.000220)	721	0.159 (0.20)	1581.02

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.95	0.0	0.00	0.0	-73.2	8.0	20.0	2000	31.7	14.0
2	S	1.28	116.1	0.00	116.1	-72.2	137.0	20.0	3800	31.7	14.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00039	0.00007	0.50	0.40	0.000220 (0.000220)	489	0.107 (0.20)	-1173.89
2	S	-0.00039	0.00010	0.50	0.40	0.000217 (0.000217)	721	0.156 (0.20)	1581.02

10.-..VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

La norma 2018 al punto 7.2.5 recita come segue:

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Poiché le azioni associate ai momenti resistenti dei pilastri sono superiori a quelle di calcolo amplificate di un fattore 1.1, di seguito si considereranno proprio le azioni*1.1.

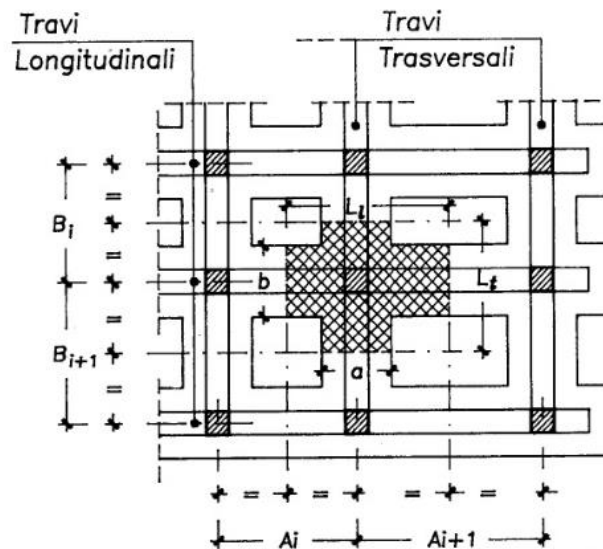
Verifica a scorrimento $S_d > V$:

- max azione orizzontale agente $V = 2274 \text{ kN} * 1.1 = 2501 \text{ kN}$
(somma delle reazioni orizzontali alla base dei pilastri in combinazione sismica)
- max azione resistente $S_d = N * \tan(\varphi') = 33378 * \tan(23^\circ) = 14168 \text{ kN}$
(somma delle reazioni verticali alla base dei pilastri in combinazione quasi permanente + peso delle fondazioni)

La verifica è soddisfatta

La verifica di portanza si effettua confrontando le pressioni indotte dalla sovrastruttura con il carico limite.

Il carico del generico pilastro P_i si ripartisce tra la trave longitudinale e trasversale in proporzione alla superfici di contatto con il terreno afferenti alle singole travi:



$$L_t = (B_i + B_{i+1}) / 2$$

$$L_l = (A_i + A_{i+1}) / 2$$

$$P_{li} = \frac{P_i (L_t a - ab/2)}{(L_t a + L_l b - ab)}$$

$$P_{ui} = P_i - P_{li}$$

L'effetto del graticcio è già contemplato dal modello tridimensionale, pertanto per la verifica a carico limite sarà sufficiente confrontare le pressioni risultanti al di sotto delle travi longitudinali e trasversali in condizioni SLU/SLV con il carico limite del terreno.

La tensione massima agente viene valutata tramite il modello FEM:

$$\sigma_{max} = K * w_{max}$$

dove:

σ_{max} = tensione massima nel terreno

K = costante di Winkler

w_{max} = abbassamento massimo ottenuto dal modello

nel caso specifico risulta:

$$\sigma_{max} = 30000 \text{ kPa/m} * 0.0051 \text{ m} * 1.1 = 153 \text{ kPa} * 1.1 = 169 \text{ kPa}$$

La verifica è soddisfatta

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

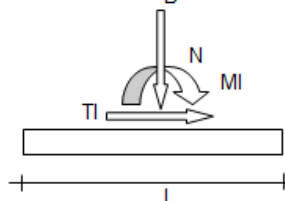
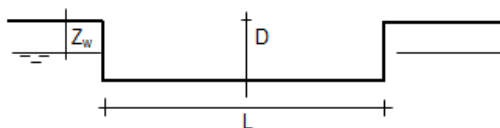
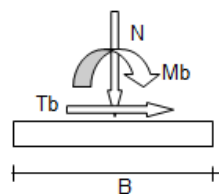
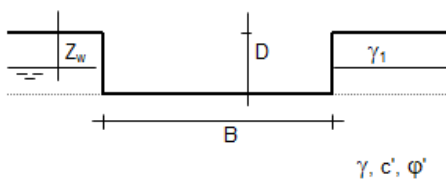
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

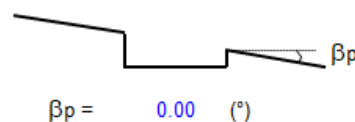
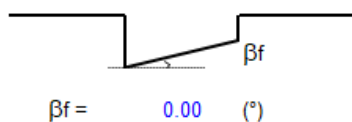
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
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 nastriforme $L = 100$ m)

B = 1.90 (m)
L = 1.00 (m)
D = 2.10 (m)



RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	86 di 87

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 7.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 23.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 7.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 23.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 1.90 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 39.90 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.74 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 8.66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 18.05$$

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

$$N_\gamma = 8.20$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.25$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.22$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.79$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.66 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.34 \quad m = 1.66 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi)}$$

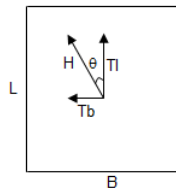
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q \cdot (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 06 00 001	A	87 di 87

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.35$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$d_c = 1.40$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \phi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 839.09 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 169.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 364.82 \geq q = 169.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$