

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

PIAZZALI

PT20 - Piazzale di emergenza - km 28+325

Relazione di calcolo marciapiedi FFP

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	PT2000	007	B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. INTEGRA	Gennaio 2020	M.SALLEOLINI 	Gennaio 2020	A. BARRECA 	Gennaio 2020	F. S. HI Maggior 2020 ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dott. Ing. Francesco Scaioni Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 25372/Str.	
B	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	M.SALLEOLINI 	Maggio 2020	A. BARRECA 	Maggio 2020		

File: RS3Z00D26CLPT2000007B

n. Elab.:

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.1.1	<i>CALCESTRUZZO STRUTTURE</i>	6
3.2	ACCIAIO.....	6
3.2.1	<i>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</i>	6
4.	ANALISI DEI CARICHI	7
4.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	7
4.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	7
4.2.1	<i>SPINTA TERRAPIENO RILEVATO</i>	7
4.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	7
4.3.1	<i>FOLLA SUL MARCIAPIEDE</i>	7
4.3.2	<i>CARICO VERTICALE DA TRAFFICO SUL RILEVATO</i>	7
4.4	NEVE.....	8
4.5	AZIONE SISMICA	8
5.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	13
6.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	16
7.	GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	18
8.	VERIFICHE STRUTTURALI SOLETTA COPERTURA.....	20

8.1	STATO LIMITE ULTIMO.....	20
8.1.1	<i>VERIFICA A PRESSO FLESSIONE.....</i>	20
8.1.2	<i>VERIFICA A TAGLIO.....</i>	21
8.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	21
8.2.1	<i>STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE.....</i>	22
8.2.2	<i>VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO.....</i>	22
9.	VERIFICHE STRUTTURALI SOLETTA INFERIORE.....	23
9.1	STATO LIMITE ULTIMO.....	23
9.1.1	<i>VERIFICA A PRESSO FLESSIONE.....</i>	23
9.1.2	<i>VERIFICA A TAGLIO.....</i>	24
9.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	24
9.2.1	<i>STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE.....</i>	25
9.2.2	<i>VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO.....</i>	25
10.	VERIFICHE STRUTTURALI PIEDRITTI	26
10.1	STATO LIMITE ULTIMO.....	26
10.1.1	<i>VERIFICA A PRESSO FLESSIONE.....</i>	26
10.1.2	<i>VERIFICA A TAGLIO.....</i>	27
10.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	27
10.2.1	<i>STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE.....</i>	28
10.2.2	<i>VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO.....</i>	28
11.	VERIFICA GEOTECNICA DELLA FONDAZIONE	29



PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO - LERCARA
DIRAMAZIONE - LOTTO 1+2

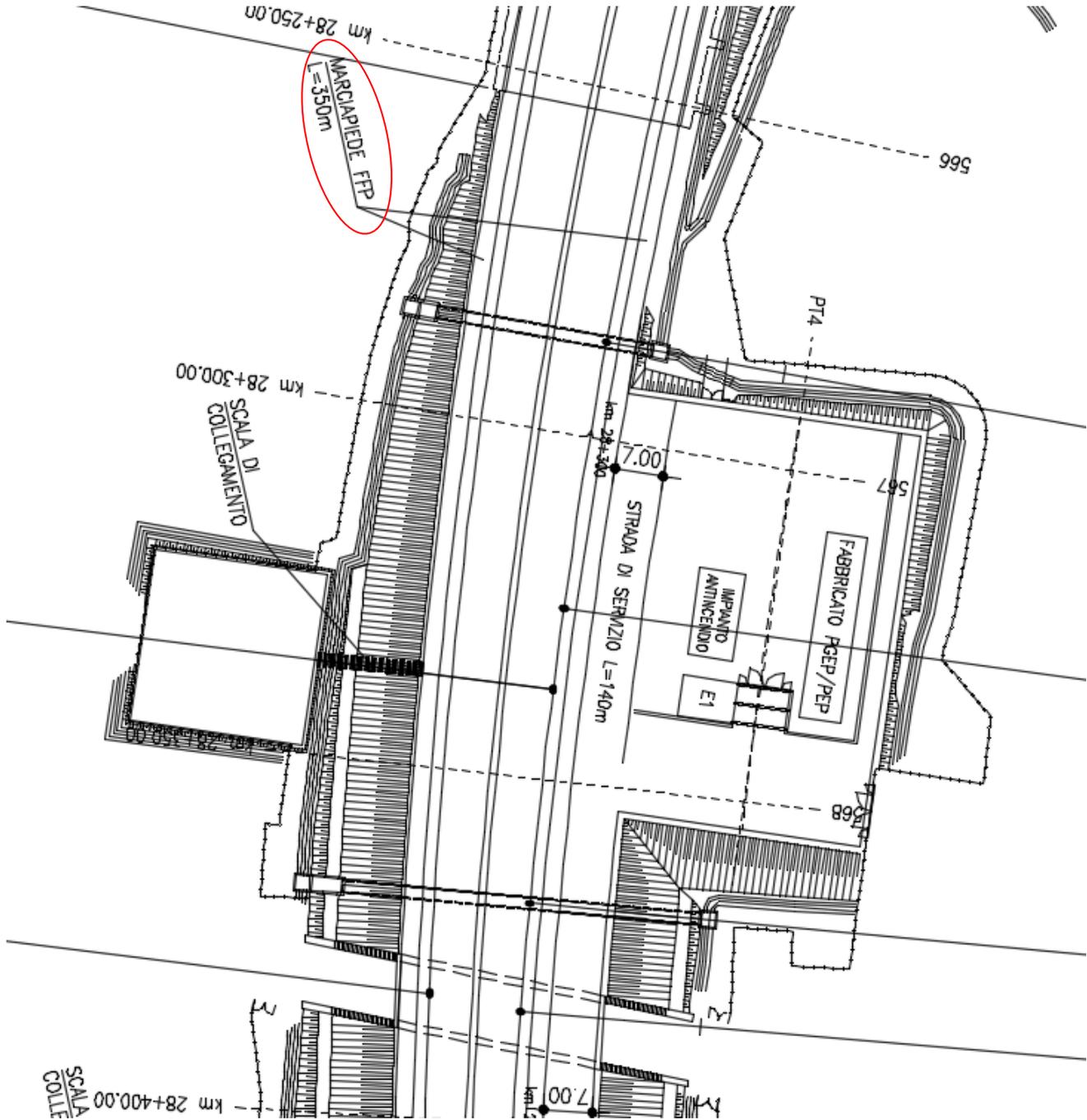
Relazione di calcolo marciapiedi FFP

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000007	B	2 di 35

11.1	AZIONI TRASFERITE DALLA SOVRASTRUTTURA	30
11.2	VERIFICA PER CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE.....	31

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di sicurezza e stabilità dei marciapiedi FFP, nell'ambito del raddoppio della tratta ferroviaria Fiumetorto - Lercara, alla prog. km 28+325.





PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO - LERCARA
DIRAMAZIONE - LOTTO 1+2

Relazione di calcolo marciapiedi FFP

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000007	B	4 di 35

La struttura è costituita da uno scatolare in c.a. con dimensioni esterne pari a 2.45m x 1.8m e spessore delle pareti di 0.3m.

Tale struttura è presente su entrambi i lati della linea ferroviaria.

Nel presente studio si fa riferimento al marciapiede sul lato del binario pari essendo qui presente in adiacenza ad esso il rilevato di una strada di servizio.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- DM 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP: *istruzioni per l’applicazione delle NTC 2018*;
- RFICTCSIMAIIFS001_C: *Manuale di progettazione delle opere civili, 21/12/2018*
- 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. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 CALCESTRUZZO STRUTTURE

Classe C30/37

$$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 30,71 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 30,71 \cdot 0,85 / 1,5 = 17,40 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,01 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione: XA1 (condizioni ambientali aggressive)

Per gli elementi strutturali si assume un copriferro di 45 mm (valutato al netto della staffa).

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 4.1.IV delle NTC 2018, assumendo di trovarsi in condizioni ambientali aggressive (vedi Tab. 4.1.III NTC 2018) con armatura poco sensibile; i limiti adottati per la verifica nei confronti di tale stato limite sono riportati di seguito:

combinazione delle Azioni Frequente: $w_d \leq w_3 = 0,3 \text{ mm}$

combinazione delle Azioni Quasi Permanente $w_d \leq w_2 = 0,2 \text{ mm}$

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il peso degli elementi strutturali modellati viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato, assumendo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

4.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

4.2.1 SPINTA TERRAPIENO RILEVATO

Peso di volume del rilevato	γ_{terreno}	20 kN/m^3
Angolo di attrito del rilevato	ϕ_t	35 °
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.43
Altezza di spinta	h_{spinta}	1.8 m
Tensione terreno alla base	σ_{h0}	15.4 kN/m^2
Risultante spinta	Spinta	13.8 kN/m

4.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

4.3.1 FOLLA SUL MARCIAPIEDE

Schema di carico 5 (§ 5.1.3.3.3 NTC 18): $q_{fk} = 5 \text{ kN/mq}$

4.3.2 CARICO VERTICALE DA TRAFFICO SUL RILEVATO

In accordo con il § C5.1.3.3.5.1 della Circ.21 si ha:

Altezza di spinta	h	1.8 m
Larghezza trasversale carico verticale da traffico su rilevato	b	3 m
Larghezza longitudinale carico verticale da traffico su rilevato	a	2.2 m
Larghezza trasversale diffusa carico verticale da traffico su rilevato	B	4.0 m
Larghezza longitudinale diffusa carico verticale da traffico su rilevato	A	4.3 m
Carico tandem	Q_{1k}	600 kN
Pressione verticale carico tandem Q_{1k} sup	$Q_{1k_v_sup}$	90.9 kN/mq
Pressione verticale carico tandem Q_{1k} inf	$Q_{1k_v_inf}$	34.7 kN/mq
Pressione orizzontale carico tandem Q_{1k} sup	$Q_{1k_o_sup}$	38.8 kN/mq
Pressione orizzontale carico tandem Q_{1k} inf	$Q_{1k_o_inf}$	14.8 kN/mq
Carico uniformemente distribuito	q_{1k}	9 kN/mq

Relazione di calcolo marciapiedi FFP

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000007	B	8 di 35

Pressione orizzontale carico q_{1k}	q_{1k_o}	3.8 kN/mq
Pressione orizzontale $Q_{1k}+q_{1k}$ sup	$Q_{1k_o_sup} + q_{1k_o}$	42.6 kN/mq
Pressione orizzontale $Q_{1k}+q_{1k}$ inf	$Q_{1k_o_inf} + q_{1k_o}$	18.6 kN/mq
Risultante	Spinta	55.1 kN/m

4.4 NEVE

Altitudine sul livello del mare: 415 m

Zona III	
Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481^2)] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

$q_{sk} = 0.89 \text{ kN/mq}$ (valore caratteristico neve al suolo)

$c_E = 1$ (coefficiente di esposizione)

$c_t = 1$ (coefficiente termico)

Inclinazione della falda: 0°

$\mu_i = 0.8$ (coefficiente di forma)

Carico neve sulla copertura: $q_s = \mu_i q_{sk} c_E c_t = 0.71 \text{ kN/mq}$

4.5 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente, 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), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, 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.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Si riportano di seguito i vari parametri.

Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di un’infrastruttura ferroviaria si rimanda alla Tabella 2.5.1.1.1-1 Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie contenuta nel “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI – PARTE 2 SEZIONE II – Ponti e Strutture” (RFI DTC SI PS MA IFS 001 C) e di seguito riportata.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
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.	

Per la determinazione dello spettro di risposta di progetto è anche necessario precisare il valore adottato per il Fattore di Comportamento q nell’ambito di ciascuno stato limite considerato. Secondo quanto riportato al § 7.3 delle NTC 2018, nel caso di analisi lineare, infatti, la domanda sismica per le strutture può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q , che tiene implicitamente conto della capacità dissipativa delle stesse. I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all’entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Nel presente caso è stato scelto un comportamento strutturale non dissipativo.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

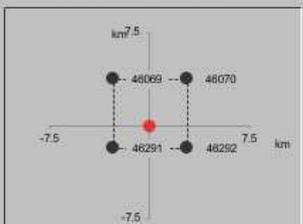
Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

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".

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

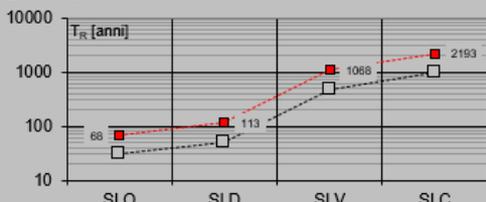
Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

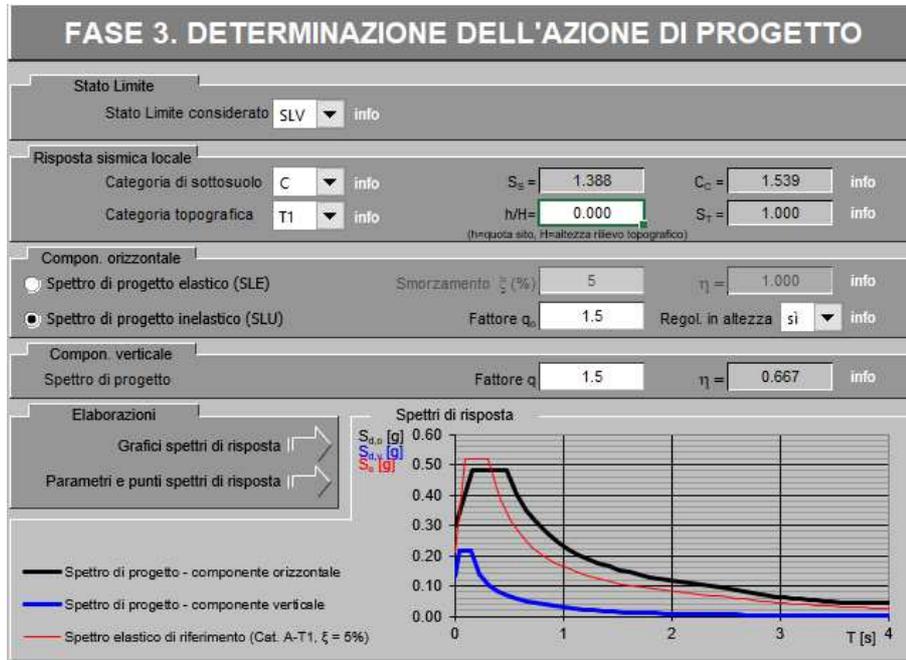
- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

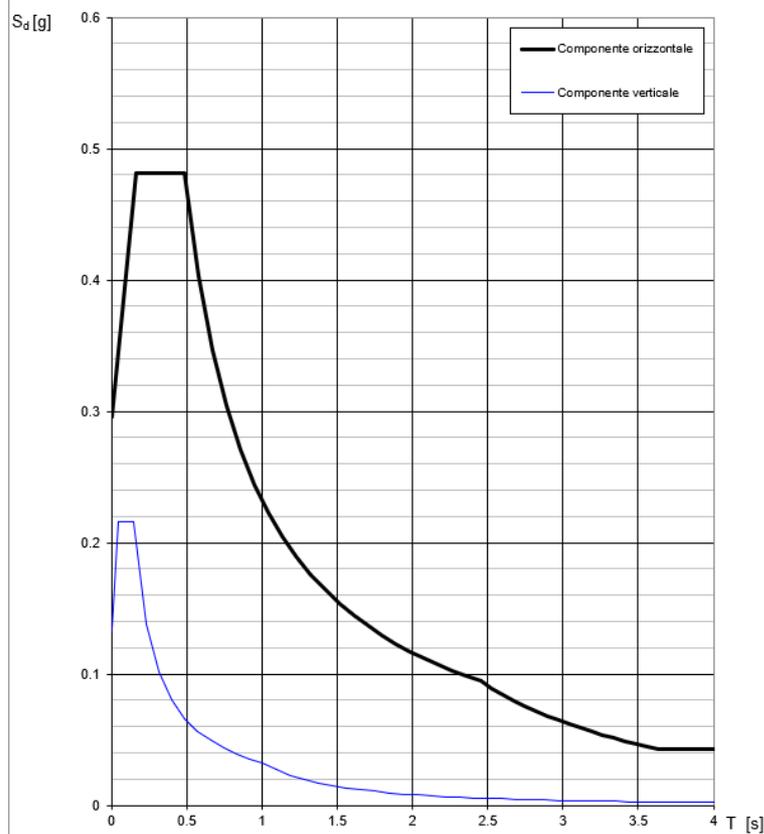


LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta



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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.213 g
F_0	2.440
T_C	0.314 s
S_s	1.388
C_C	1.539
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.388
η	0.667
T_B	0.161 s
T_C	0.483 s
T_D	2.453 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.296
T_B	0.161	0.481
T_C	0.483	0.481
	0.577	0.403
	0.671	0.347
	0.764	0.304
	0.858	0.271
	0.952	0.244
	1.046	0.222
	1.140	0.204
	1.233	0.188
	1.327	0.175
	1.421	0.164
	1.515	0.153
	1.608	0.145
	1.702	0.137
	1.796	0.129
	1.890	0.123
	1.984	0.117
	2.077	0.112
	2.171	0.107
	2.265	0.103
	2.359	0.099
T_D	2.453	0.095
	2.526	0.089
	2.600	0.084
	2.674	0.080
	2.747	0.076
	2.821	0.072
	2.895	0.068
	2.968	0.065
	3.042	0.062
	3.116	0.059
	3.189	0.056
	3.263	0.054
	3.337	0.051
	3.411	0.049
	3.484	0.047
	3.558	0.045
	3.632	0.043
	3.705	0.043
	3.779	0.043
	3.853	0.043
	3.926	0.043
	4.000	0.043

Attraverso la teoria di WOOD è possibile calcolare l'incremento di spinta simica del terrapieno:

$$a_g \quad 0.213 \text{ g}$$

$$S \quad 1.388$$

$$\beta_m \quad 1$$

$$\Delta \text{spinta} = a_g S \beta_m \gamma H^2 \quad 19.16 \text{ kN/m}$$

Tale incremento di spinta risulta essere notevolmente inferiore alla spinta generata dal carico da traffico sul terrapieno, pari a 55.1 kN/m.

Essendo il carico da traffico ed il sisma non contemporanei, l'azione sismica può pertanto non essere considerata nelle verifiche.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si adotta l'Approccio Progettuale 2, in cui si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 5.1.V delle NTC 2018, di seguito riportata.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Essendo la neve di entità inferiore al carico della folla ed essendo i coefficienti Ψ della stessa tutti pari a 0, la sua azione può essere trascurata.

In accordo ai coefficienti delle precedenti tabelle sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni allo SLU

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentali
SLU STR 1	1.35	1.5	1.35

Combinazioni allo SLE RARA

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Folla	Schema di carico 1
SLE RARA 1	1	1	1	1

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Folla	Schema di carico 1
SLE FREQ. 1	1	1	0.75	0.75

Combinazioni allo SLE QUASI PERMANENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Folla	Schema di carico 1
SLE Q.P. 1	1	1	0	0

6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la modellazione si utilizza il programma di calcolo agli elementi finiti “SAP 2000 NonLinear” della Computer and Structures, Inc.

Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura in elevazione, viene realizzato un modello piano per unità di lunghezza della struttura.

Gli elementi strutturali sono modellati con elementi finiti monodimensionali tipo frame.

Per le analisi d’interazione struttura-terreno in direzione verticale, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

$$k_s = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

E	61	MPa	modulo elastico del terreno
v	0.3	-	coefficiente di Poisson =0.3;
B	2.45	m	larghezza della fondazione.
L	10	m	lato maggiore della fondazione
ct	1.60	-	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	17057	kN/m³	coefficiente di sottofondo alla Winkler

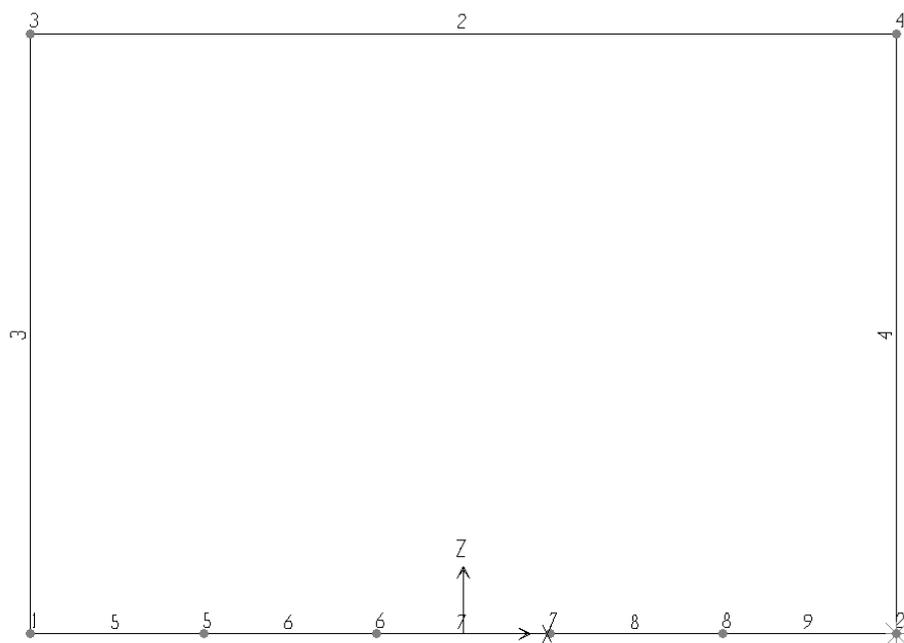
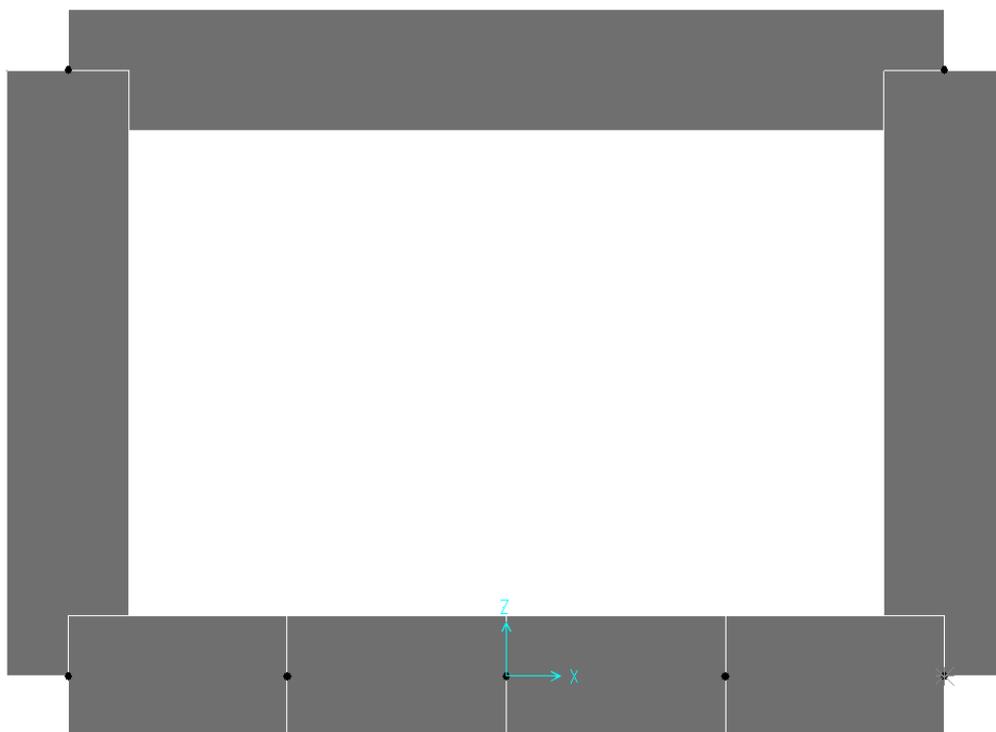
Fattore di forma:

Fondazione Rigida	ct	ct
- rettangolare con L/B≤10	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con L/B>10	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$

dove L é il lato maggiore della fondazione.

In tal modo la costante di Winkler con cui è stata determinata la rigidezza delle molle è stata assunta pari a $k_v = 17000 \text{ kN/m}^3$.

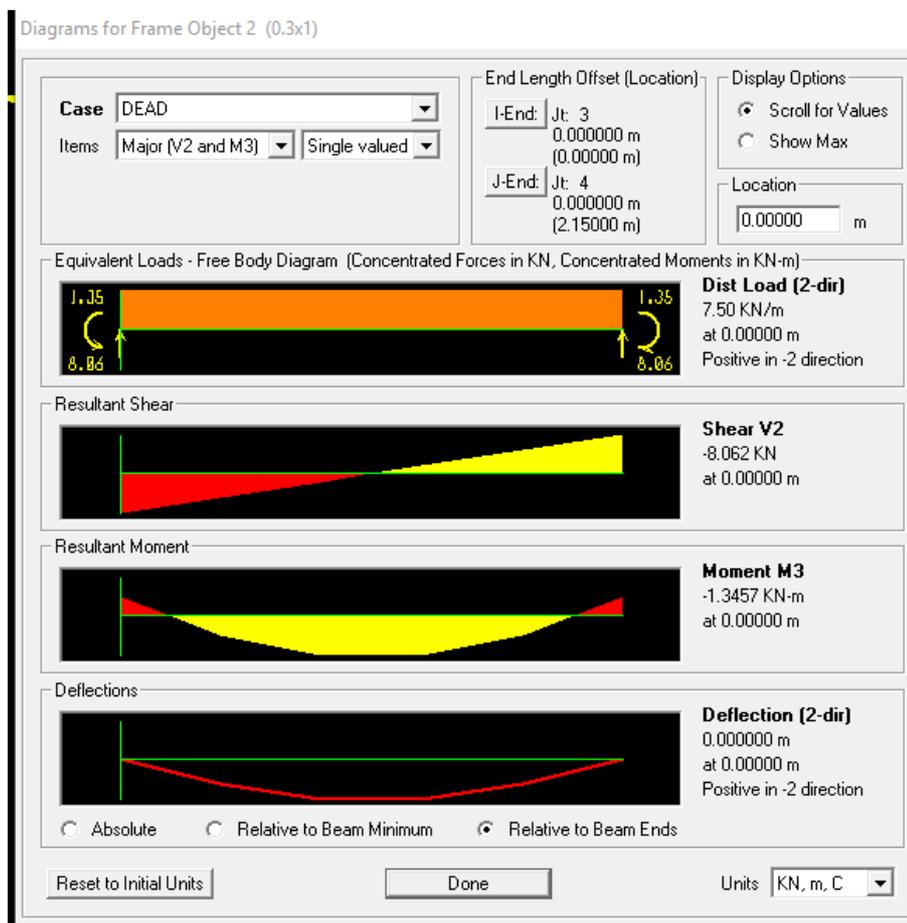
Si riporta di seguito una vista 3D del modello di calcolo e la numerazione delle aste e dei nodi:



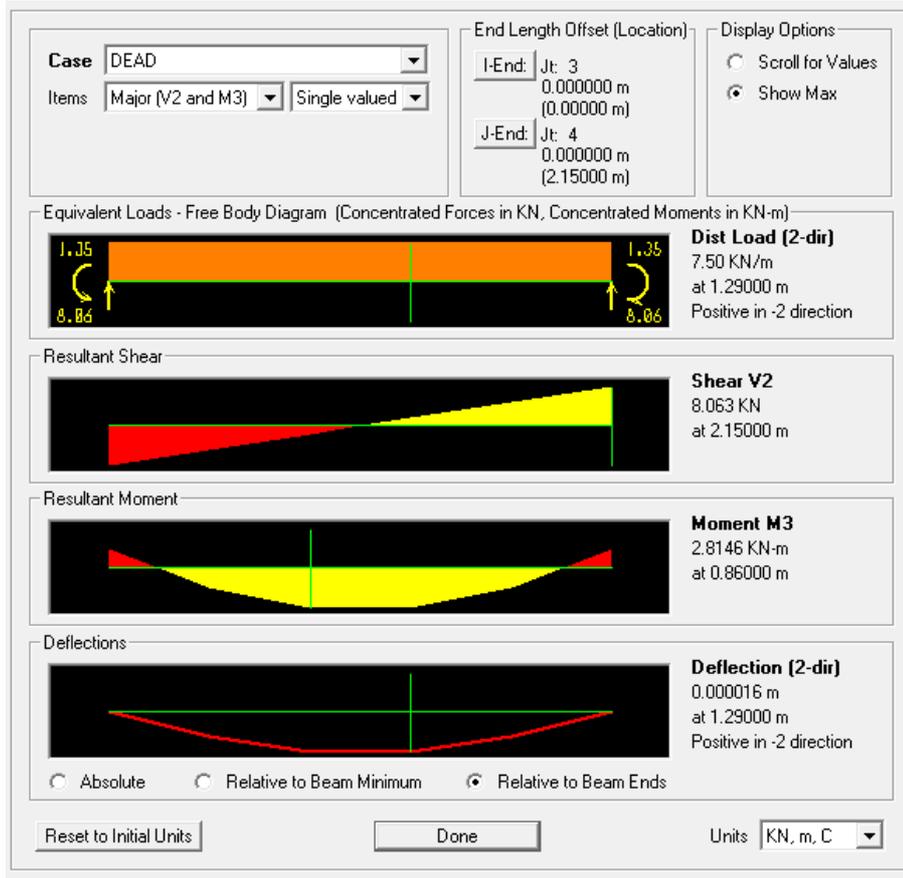
7. GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Viene effettuato un confronto tra le sollecitazioni di momento e taglio calcolate dal programma di calcolo "SAP 2000 NonLinear" della Computer and Structures in corrispondenza del frame "2" e le medesime sollecitazioni calcolate manualmente mediante uno schema di trave doppiamente incastrata.

Viene preso a riferimento la condizione di carico del peso proprio.



Diagrams for Frame Object 2 (0.3x1)



Carico peso proprio: $1\text{ m} \times 0.3\text{ m} \times 25\text{ kN/mc} = 7.5\text{ kN/m}$

Luce di calcolo: $L = 2.15\text{ m}$

$$M_{\text{appoggio}} = -1/12 p L^2 = -2.9\text{ kNm}$$

$$M_{\text{mezzeria}} = 1/24 p L^2 = 1.4\text{ kNm}$$

$$\text{Taglio} = 1/2 p L = 8.1\text{ kN}$$

Come si può vedere le suindicate sollecitazioni sono confrontabili con quelle calcolate dal programma di calcolo.

Le leggere differenze dei momenti sono da ricondurre all'effetto del telaio dell'intera struttura. A conferma di ciò la somma dei momenti all'appoggio ed in mezzeria calcolati dal programma e pari a $1.35\text{ kNm} + 2.81\text{ kNm} = 4.2\text{ kNm}$, risulta pari alla somma dei momenti calcolata manualmente pari a 4.3 kNm .

8. VERIFICHE STRUTTURALI SOLETTA COPERTURA

8.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.

Sollecitazioni di pressoflessione:

$N < 0$: compressione

$M < 0$: tende le fibre di estradosso

$N = -18.1$ kN/m

$M = -18.2$ kNm/m

Sollecitazione di taglio:

$V = 30$ kN/m

8.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

Armatura disposta:

In direzione trasversale: **14 ϕ 25 su entrambi i lembi**

In direzione longitudinale: **10 ϕ 25 su entrambi i lembi**

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	6.15	6.2
			2	6.15	23.8

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
N _{Ed} 18.1	0 kN	<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
M _{xEd} -18.2	0 kNm		yN 0
M _{yEd} 0	0	Tipo rottura	
		Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	

Materiali		M _{xRd} -67.36 kN m
B450C	C30/37	σ_c -17 N/mm ²
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_s 391.3 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	ϵ_c 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm ²	f_{cd} 17	ϵ_s 19.48 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	d 23.8 cm
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5	x 3.624 x/d 0.1523
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6933	δ 0.7
	τ_{c1} 2.029	

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

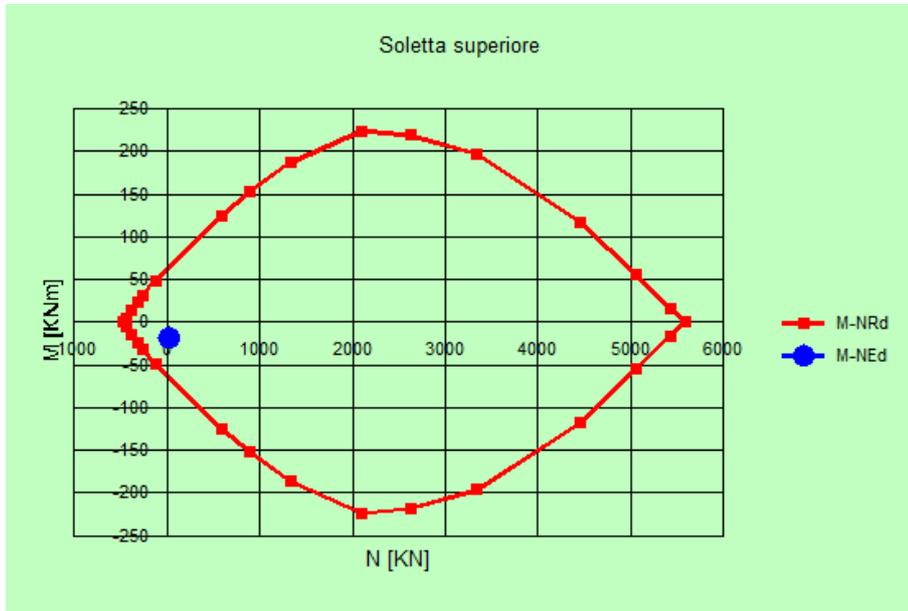
Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd

L₀ 0 cm

Precompresso



8.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono n.9 spille $\phi 8$ / mq

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	30 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.92 [-]
		1.92 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0025872 [-]
		0.0025872 [-]

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

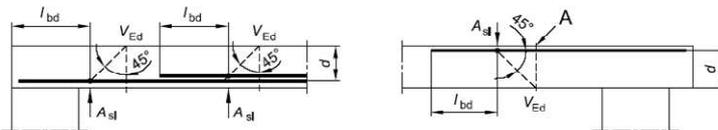
$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	109.22 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	122.47 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	122.47 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 k^3 f_{ck})^{1/2} b d$$

Disporre il quantitativo minimo di orditura a taglio

8.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

$N < 0$: compressione

$M < 0$: tende le fibre di estradosso

	N (kN/m)	M (kNm/m)
SLE RARA	-13	-13
SLE FREQ	-10	-11
SLE QP	0	-3

8.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = - f_{ctm} / 1.2 = - 2.94 / 1.2 = - 2.45 \text{ MPa}$$

Le minime tensioni di trazione alle combinazioni quasi permanenti e frequenti sono pari a:

$$\sigma_{c_Q.PERM} = -0.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -0.64 \text{ MPa}$$

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

8.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 18.43 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 13.82 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha:

$$\sigma_{c_Rara} \text{ (MPa)} \quad 2.11$$

$$\sigma_{c_QuasiPerm} \text{ (MPa)} \quad 0.43$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80 f_{yk} = - 360.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s_Rara} \text{ (MPa)} \quad - 87.69$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_s < \sigma_{s,max}$.

9. VERIFICHE STRUTTURALI SOLETTA INFERIORE

9.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.

Sollecitazioni di pressoflessione:

$N < 0$: compressione

$M < 0$: tende le fibre di estradosso

$N = - 61.2 \text{ kN/m}$

$M = - 26.9 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione di taglio:

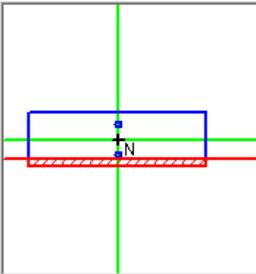
$V = 38.4 \text{ kN/m}$

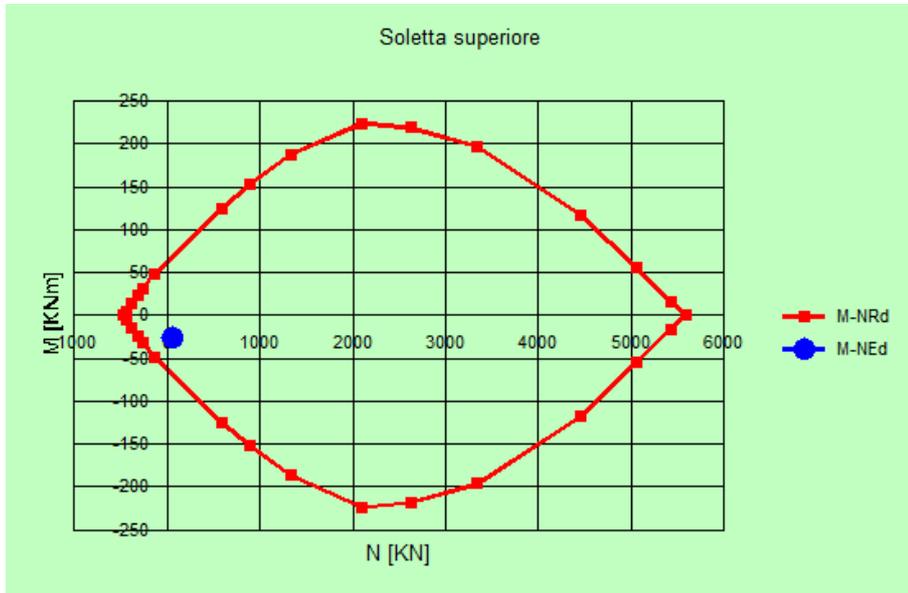
9.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

Armatura disposta:

In direzione trasversale: $\phi 14/25$ su entrambi i lembi

In direzione longitudinale: $\phi 10/25$ su entrambi i lembi

<table border="1"> <tr><th>N*</th><th>b [cm]</th><th>h [cm]</th></tr> <tr><td>1</td><td>100</td><td>30</td></tr> </table>	N*	b [cm]	h [cm]	1	100	30	<table border="1"> <tr><th>N*</th><th>As [cm²]</th><th>d [cm]</th></tr> <tr><td>1</td><td>6.16</td><td>6.2</td></tr> <tr><td>2</td><td>6.16</td><td>23.8</td></tr> </table>	N*	As [cm ²]	d [cm]	1	6.16	6.2	2	6.16	23.8	<input type="radio"/> Rettangoli <input type="radio"/> Coord. 
N*	b [cm]	h [cm]															
1	100	30															
N*	As [cm ²]	d [cm]															
1	6.16	6.2															
2	6.16	23.8															
Sollecitazioni S.L.U. <input type="checkbox"/> Metodo n <input checked="" type="checkbox"/>	P.to applicazione N <input checked="" type="radio"/> Centro <input type="radio"/> Baricentro cls <input type="radio"/> Coord.[cm] xN 0 yN 0	<input checked="" type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.- <input type="radio"/> Metodo n															
<table border="1"> <tr><td>N_{Ed}</td><td>61.2</td><td>0</td><td>kN</td></tr> <tr><td>M_{xEd}</td><td>-26.9</td><td>0</td><td>kNm</td></tr> <tr><td>M_{yEd}</td><td>0</td><td>0</td><td></td></tr> </table>	N _{Ed}	61.2	0	kN	M _{xEd}	-26.9	0	kNm	M _{yEd}	0	0		Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	Metodo di calcolo <input checked="" type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.- <input type="radio"/> Metodo n			
N _{Ed}	61.2	0	kN														
M _{xEd}	-26.9	0	kNm														
M _{yEd}	0	0															
Materiali B450C C30/37 E _{su} 67.5 ‰ E _{c2} 2 ‰ f _{yd} 391.3 N/mm ² E _{cu} 3.5 ‰ E _s 200.000 N/mm ² f _{cd} 17 ‰ E _s /E _c 15 f _{cc} /f _{cd} 0.8 E _{syd} 1.957 ‰ σ _{c,adm} 11.5 σ _{s,adm} 255 N/mm ² τ _{co} 0.6933 τ _{c1} 2.029	M _{xRd} -72.56 kN m σ _c -17 N/mm ² σ _s 391.3 N/mm ² ε _c 3.5 ‰ ε _s 17.62 ‰ d 23.8 cm x 3.944 x/d 0.1657 δ 0.7	<input checked="" type="radio"/> Retta <input type="radio"/> Deviata N* rett. 100 Calcola MRd Dominio M-N L ₀ 0 cm Col. modello <input type="checkbox"/> Precompresso															



9.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono n.9 spille $\phi 8$ / mq

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	38.4 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.92 [-]
		1.92 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0025872 [-]
		0.0025872 [-]

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

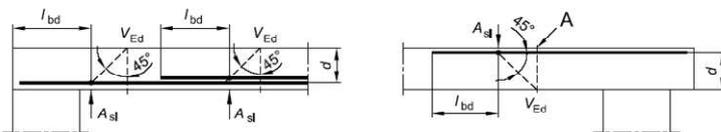
$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	109.22 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	122.47 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	122.47 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}) b d$$

Disporre il quantitativo minimo di orditura a taglio

9.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

$N < 0$: compressione

$M < 0$: tende le fibre di estradosso

	N (kN/m)	M (kNm/m)
SLE RARA	-44.2	19.7
SLE FREQ	-36.1	16.4
SLE QP	-11.5	6.3

9.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = - f_{ctm} / 1.2 = - 2.94 / 1.2 = - 2.45 \text{ MPa}$$

Le minime tensioni di trazione alle combinazioni quasi permanenti e frequenti sono pari a:

$$\sigma_{c_Q.PERM} = -0.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -0.91 \text{ MPa}$$

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

9.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 18.43 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 13.82 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha:

$$\sigma_{c_Rara} \text{ (MPa)} = 3.02$$

$$\sigma_{c_QuasiPerm} \text{ (MPa)} = 0.98$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80 f_{yk} = - 360.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s_Rara} \text{ (MPa)} = -107.12$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_s < \sigma_{s,max}$.

10. VERIFICHE STRUTTURALI PIEDRITTI

10.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.

Sollecitazioni di pressoflessione:

$N < 0$: compressione

$M < 0$: tende le fibre di sinistra

$N = - 21.5$ kN/m

$M = 26.9$ kNm/m

Sollecitazione di taglio:

$V = 61.2$ kN/m

10.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

Armatura disposta:

In direzione trasversale: **φ14/25 su entrambi i lembi**

In direzione longitudinale: **φ10/25 su entrambi i lembi**

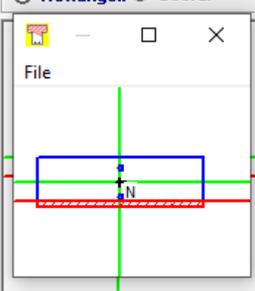
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	6.16	6.2
			2	6.16	23.8

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
N _{Ed} 21.5	0 kN	<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
M _{xEd} 26.9	0 kNm		yN 0
M _{yEd} 0	0	Tipo rottura	
		Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	

Materiali		M _{xRd} -67.86 kN m	
B450C	C30/37	σ _c -17 N/mm²	
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰	σ _s 391.3 N/mm²	
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰	ε _c 3.5 ‰	
E _s 200,000 N/mm²	f _{cd} 17	ε _s 19.29 ‰	
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8	d 23.8 cm	
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 11.5	x 3.655	x/d 0.1536
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6933		δ 0.7
	τ _{c1} 2.029		

Rettagoli Coord.

File



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

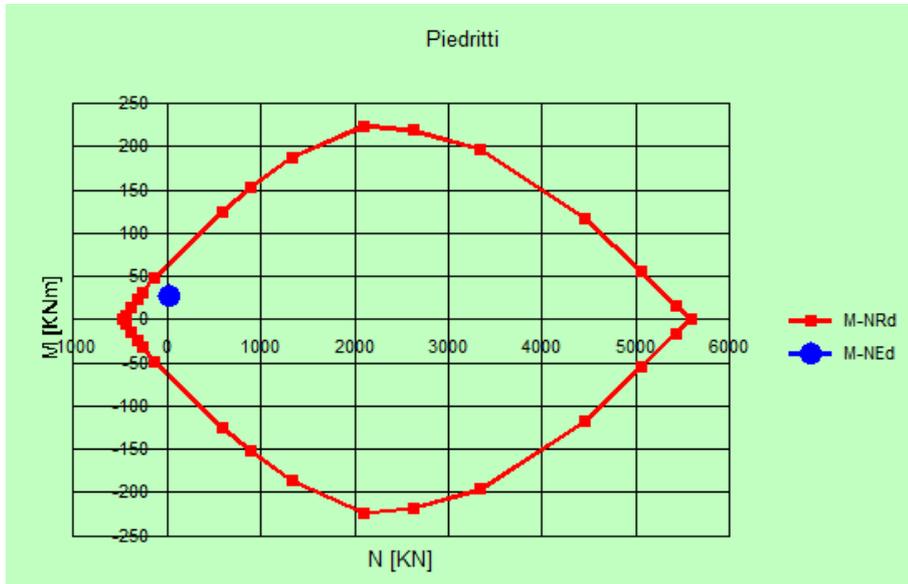
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



10.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono n.9 spille $\phi 8$ / mq

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	61.2 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.92 [-]
		1.92 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0025872 [-]
		0.0025872 [-]

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

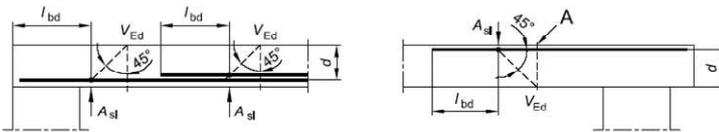
$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	109.22 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	122.47 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	122.47 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

Disporre il quantitativo minimo di orditura a taglio

10.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

$N < 0$: compressione

$M < 0$: tende le fibre di estradosso

N (kN/m) M (kNm/m)

Relazione di calcolo marciapiedi FFP

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000007	B	28 di 35

SLE RARA	-16.1	19.7
SLE FREQ	-16.6	16.4
SLE QP	-18.4	6.3

10.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = - f_{ctm} / 1.2 = - 2.94 / 1.2 = - 2.45 \text{ MPa}$$

Le minime tensioni di trazione alle combinazioni quasi permanenti e frequenti sono pari a:

$$\sigma_{c_Q.PERM} = -0.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -0.98 \text{ MPa}$$

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

10.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 18.43 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 13.82 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha:

$$\sigma_{c_Rara} \text{ (MPa)} \quad 3.12$$

$$\sigma_{c_QuasiPerm} \text{ (MPa)} \quad 0.95$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80 f_{yk} = - 360.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s_Rara} \text{ (MPa)} \quad - 131.8$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_s < \sigma_{s,max}$.

11. VERIFICA GEOTECNICA DELLA FONDAZIONE

In questo capitolo sono riportate le verifiche geotecniche allo stato limite ultimo del sistema terreno-fondazione.

Tale verifica, secondo quanto riportato al §6.4.2.1 delle NTC-18, “[...] *Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall’Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_k non deve essere portato in conto.*”

Per quanto riguarda i coefficienti sulle azioni si è fatto riferimento alla tab. 6.2.I delle NTC-18 (§6.2.4.1.1), mentre relativamente ai coefficienti sui parametri geotecnici si è fatto riferimento alla tabella 6.2.II delle NTC-18.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_E (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Nel caso in esame, trattandosi di fondazioni superficiali, le verifiche eseguite sono conformi a quanto richiesto dalle **NTC-18** al §6.4.2.1, in particolare è stato verificato il seguente meccanismo di collasso:

- Collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno;

Il rispetto del precedente stato limite è stato verificato secondo l’Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3).

In particolare i coefficienti di combinazione delle azioni esterne (A1) coincidono con quelli impiegati nelle combinazioni STR con cui sono state fatte le verifiche strutturali, i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari (tab. 6.2.II NTC-18) e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti (R3) riportati nella tab. 6.4.I delle NTC-18 (§6.4.2.1), in particolare:

collasso per carico limite della fondazione, $\gamma_R = 2.3$

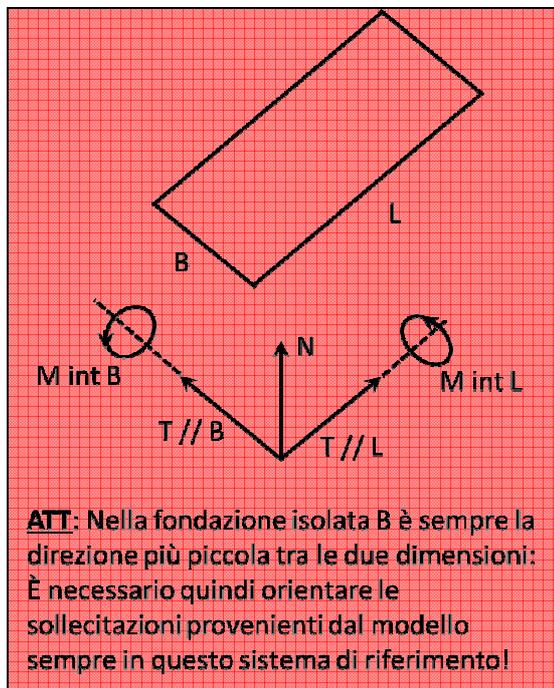
Di seguito si riporta un estratto della tab. 6.4.I delle NTC-18.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

11.1 AZIONI TRASFERITE DALLA SOVRASTRUTTURA

Nelle verifiche si assume la seguente convenzione:



Le azioni agenti all'intradosso della fondazione sono le seguenti:

		Azioni nominali					Azioni allo SLU				
		N	T//aL	T//aB	Mint L	Mint B	N	T//aL	T//aB	Mint L	Mint B
γ_{SLU}		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
1.35	Peso proprio struttura	54.75	0.00	0.00	0.00	0.00	73.91	0.00	0.00	0.00	0.00
1.35	Folla	12.25	0.00	0.00	0.00	0.00	16.54	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	Spinta terreno	0.00	13.80	0.00	0.00	8.28	0.00	20.70	0.00	0.00	12.42
1.35	Spinta accidentale	0.00	55.10	0.00	0.00	66.12	0.00	74.39	0.00	0.00	89.26
	Sommano	67.00	68.90	0.00	0.00	74.40	90.45	95.09	0.00	0.00	101.68

11.2 VERIFICA PER CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Nelle verifiche di portanza lo stato limite è rappresentato dal collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione. La verifica è condotta confrontando il carico limite N_u della porzione di fondazione reagente con il carico di progetto N_{Ed} . In accordo con le NTC-18, la verifica è soddisfatta se il carico agente è minore del carico ultimo questo ultimo ridotto del coefficiente $R_3 = 2.3$ come già in precedenza commentato. In particolare:

$$N_{Ed} \leq N_{ult.}$$

Il carico agente di progetto (la domanda) è la componente della risultante delle forze trasferite alla fondazione in direzione normale al piano di posa, comprendente il peso proprio della fondazione ed eventuali ricoprimenti (Circ. 7 §C6.4.2.1). Il carico ultimo di progetto (capacità) è il valore della forza normale al piano di posa ottenuta come prodotto fra il carico limite nel terreno e l'area di fondazione reagente (Meyerhof):

$$N_{ult} = q_{lim} \cdot B' \cdot L'$$

Dove:

q_{lim} è la pressione limite ammissibile o carico limite del sistema terreno-fondazione

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

Nelle precedenti e_b ed e_L sono l'eccentricità della risultante del carico agente rispettivamente lungo i lati B e L della fondazione.

Per la valutazione della pressione limite ammissibile, avendo a che fare con fondazioni superficiali (plinti, travi rovesce e platea) è stata impiegata la formula trinomia di Terzaghi nella sua espressione più completa riportata di seguito. L'espressione utilizzata tiene conto della forma della fondazione, degli effetti delle azioni tangenziali (inclinazione del carico agente), della inclinazione e profondità del piano di posa, nonché dell'inclinazione del terreno a valle della fondazione.

In particolare si assume:

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

dove:

γ' =Peso di volume del terreno di progetto;

c' =Coesione efficace di progetto del terreno;

D =Approfondimento del piano di posa;

N_c, N_q, N_γ =Coefficienti di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ =Coefficienti correttivi di forma della fondazione (Meyerhof);

d_c, d_q, d_γ =Coefficienti correttivi di profondità del piano di posa (Brinch-Hansen);

i_c, i_q, i_γ =Coefficienti correttivi di inclinazione del carico (Vesic);

b_c, b_q, b_γ =Coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa (Brinch-Hansen);

g_c, g_q, g_γ =Coefficienti correttivi di inclinazione del terreno (Vesic).

Nelle precedenti espressioni i valori di progetto dei parametri geotecnici (ottenuti dividendo i valori riportati al §7 per i coefficienti M1) sono stati impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante (N_c, N_q, N_γ) sia per la determinazione dei coefficienti correttivi.

Lungh tot fond (B)	Larghezza totale fondazione	1	m
Largh tot fond (L)	Lunghezza totale fondazione	2.45	m
H fond	Altezza della fondazione	0	m
α fond	Inclinazione del piano di posa della fondazione	0	°
Ricopr. valle	Ricoprimento sulla mensola di valle	0	m
ω terreno valle	Inclinazione del terreno a valle	0	°

ϕ'	Angolo di attrito del terreno di fondazione	30.0	°
γ	Peso per unità di volume del terreno di fondazione	21.0	kN/m3
δ	Angolo di attrito terra-fondazione	30.0	
c'	Coesione efficace	27	kPa (kN/m2)
$\gamma c'$ M1	Coefficiente parziale di c' per la condizione M1	1	
c' M1	Coesione efficace per la condizione M1	27	kPa (kN/m2)
c_u	Coesione non drenata	80	kPa (kN/m2)
γc_u M1	Coefficiente parziale di c_u per la condizione M1	1	
c_u M1	Coesione non drenata per la condizione M1	80	kPa (kN/m2)
$\tan(\delta)$	Coefficiente d'attrito terra-fondazione	0.577	
$\gamma \delta(\gamma \phi')$ M1	Coefficiente parziale di $\tan \phi'$ per la condizione M1	1	
$\tan(\delta)$ M1	Coefficiente d'attrito terra-fondazione per la condizione M1	0.577	
$\tan(\phi')$	Tang. dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di fond.	0.577	
ϕ' M1	Angolo d'attrito del terreno di fond. per la condizione M1	0.524	radianti

tan(ϕ') M1	Tang. ang. di resist. al taglio terr. di fond. per la cond. M1	0.577
-------------------	--	--------------

Nq	1° Fattore di capacità portante	18.40	
Nc	2° Fattore di capacità portante	30.14	
Ny	3° Fattore di capacità portante	22.40	
N	Carico assiale, riferito a baricentro fondazione, >0 verso il basso	90	kN
T// B	Taglio long., riferito a baric. fond.	0	kN
T// L	Taglio trasv., riferito a baric. fond.	95	kN
M attorno all'asse // a L	Momento attorno asse y, riferito a baric. fond.	0	kNm
M attorno all'asse // a B	Momento attorno asse x, riferito a baric. fond.	102	kNm
e secondo B	Eccentricità del carico in fondazione in direzione longitudinale	0.000	m
e secondo L	Eccentricità del carico in fondazione in direzione trasversale	1.124	m
B'	Lunghezza ridotta della fondazione	1.00	m
L'	Prof. ridotta della fondazione	0.20	m
sq	1° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	2.49	
sc	2° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	3.97	
sy	3° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	2.49	
D	Approfond. del piano di posa (altezza fond.+ricopr. a valle)	0.00	m
dq	1° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa	1.00	
dc	2° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa	1.00	
m	$(2+B'/L')/(1+B'/L')$	1.17	
iq	1° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	1.00	
ic	2° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	1.00	
iy	3° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	1.00	
bq	1° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	
bc	2° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	
by	3° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	
gq	1° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	
gc	2° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	
gy	3° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	
γ terreno valle	γ del terreno a valle	21	kN/m3
γ terreno fond.	γ del terreno di fondazione	21	kN/m3
hw	Altezza della falda da intrad. fond., positiva se sta verso l'alto	-3	m
γ^* terreno valle	γ del terr. a valle che tiene conto della event. pres. della falda	21.00	
H'	Prof. del cuneo al di sotto della fond. in regime di spinta attiva	0.78	m
γ^* terreno fond.	γ del terr. di fond. che tiene conto della event. pres. della falda	21.00	kN/m3
q lim	Carico limite	3173	kN/m2
q lim risultante	Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL')	640	kN
R3	Coefficiente parziale R3	2.3	
q lim risult fatt	Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL') diviso per R3	278	kN
N per verifica	Carico assiale agente ad intrad. fond. calcolato per la verifica	90	kN
Verifica	VERIFICA SODDISFATTA		

tasso di sfruttamento

0.325