

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

FA01 - Vasca - Relazione di calcolo

SCALA:

Relazione di calcolo

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3V 40 D 29 CL FA01F0 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	R. Michelangeli	Gennaio 2020	A. Bersani	Gennaio 2020	F. Sparacino	Gennaio 2020	F. Arduini Gennaio 2020

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Dott. Ing. Fabrizio Arduini
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo
n. 15502/2014

File: RS3V40D29CLFA01F0001A

n. Elaborazione 547

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3	MATERIALI.....	8
3.1	CALCESTRUZZO FONDAZIONE ED ELEVAZIONE.....	8
3.2	ACCIAIO B450C	9
3.3	VERIFICA S.L.E.	9
3.3.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	9
3.3.2	<i>Stato limite di fessurazione</i>	10
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO	11
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	11
4.3	FALDA.....	12
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	14
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	14
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	14
6	SOFTWARE DI CALCOLO	17
6.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI	17
6.2	UNITÀ DI MISURA	17
6.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE.....	17
6.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO	17

6.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE.....	18
6.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI.....	18
6.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO.....	18
7	VASCA SCATOLARE.....	19
7.1	MODELLO DI CALCOLO.....	20
7.1.1	<i>Valutazione della rigidezza delle molle.....</i>	20
7.2	ANALISI DEI CARICHI.....	22
7.2.1	<i>Peso proprio della struttura (G1) e carichi permanenti portati (G2).....</i>	22
7.2.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente.....</i>	23
7.2.3	<i>Spinta in presenza di falda.....</i>	24
7.2.1	<i>Spinta idrostatica del locale acqua.....</i>	24
7.2.2	<i>Ripartizione dei carichi mobili verticali.....</i>	24
7.2.3	<i>Spinta del terreno indotta dal carico stradale.....</i>	27
7.2.4	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura.....</i>	28
7.2.1	<i>Variatione termica.....</i>	28
7.3	AZIONE SISMICA INERZIALE.....	28
7.4	SPINTA SISMICA TERRENO.....	31
8	COMBINAZIONI DI CARICO.....	32
9	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	36
10	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	40
10.1	VERIFICA SOLETTA INFERIORE (SP=100CM).....	41

10.1.1	Verifica SLU a flessione	41
10.1.2	Verifica SLU a taglio.....	43
10.1.3	Verifica SLE a fessurazione e alle tensioni	45
10.2	VERIFICA SOLETTA SUPERIORE (SP=100CM)	46
10.2.1	Verifica SLU a flessione	46
10.2.2	Verifica SLU a taglio.....	48
10.2.3	Verifica SLE a fessurazione e alle tensioni	50
10.3	VERIFICA PIEDRITTI LATERALI (SP=100CM)	51
10.3.1	Verifica SLU a flessione	51
10.3.2	Verifica SLU a taglio.....	52
10.3.3	Verifica SLE a fessurazione e alle tensioni	53
10.4	VERIFICA PIEDRITTO CENTRALE (SP=60CM).....	55
10.4.1	Verifica SLU a sforzo normale	55
10.4.2	Verifica SLU a flessione	56
10.4.3	Verifica SLU a taglio.....	58
10.4.4	Verifica SLE a fessurazione e alle tensioni	59
10.5	TABELLA RIEPILOGATIVA INCIDENZA FERRI	60
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	60
11.1	CARICO LIMITE.....	60
11.2	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	68

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) della vasca antincendio e di alimentazione sprinkler in prossimità della stazione di Enna, prevista nell'ambito del progetto definitivo lungo la direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo del nuovo collegamento Palermo-Catania.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 2018.

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

La struttura interrata è costituita da setti e solette in c.a. e ha dimensioni in pianta di 16.40m x 23.34m. I setti perimetrali paralleli alla dimensione maggiore hanno spessore 1.00m, quelli paralleli alla dimensione minore hanno spessore 0.60m. La platea di fondazione ha spessore pari a 1.00m.. Internamente la struttura è costituita da due ambienti separati da un setto centrale di spessore 0.60m. Uno dei due ambienti è destinato a contenere acqua. L'accesso alla vasca è consentito da una scala.

L'elevazione è costituita esclusivamente dal setto scala, di dimensioni in pianta 10.31m x 3.04m.

Sulla soletta di copertura grava il peso dell'asse 4 dell'NV01 e della gradonatura in terra armata.

La sezione trasversale (al di fuori del vano scala) ha base e altezza rispettivamente pari a 16.40 m e 5.50 m. L'altezza interna della vasca è di 3.50 m; i due ambienti divisi dal setto centrale hanno entrambi una larghezza netta pari a 6.90 m.

Nell'immagine seguente si riportano una sezione trasversale ed una longitudinale dell'opera.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

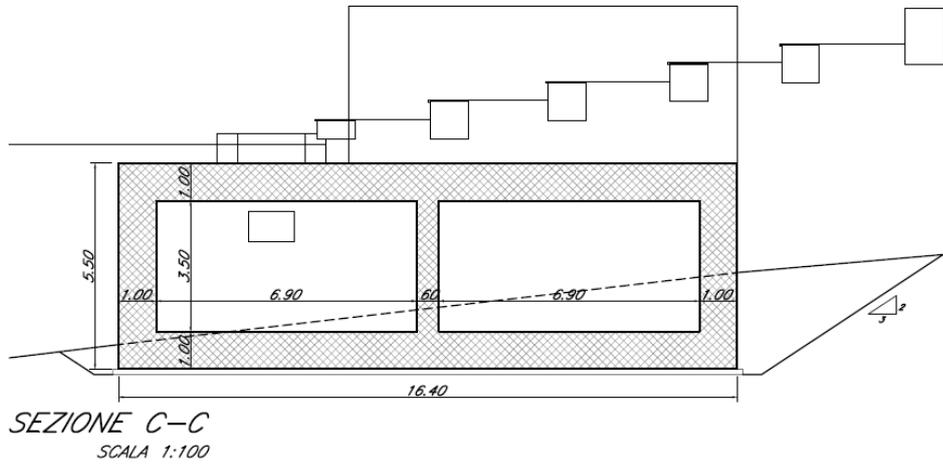


Fig. 1 – Sezione trasversale dell'opera

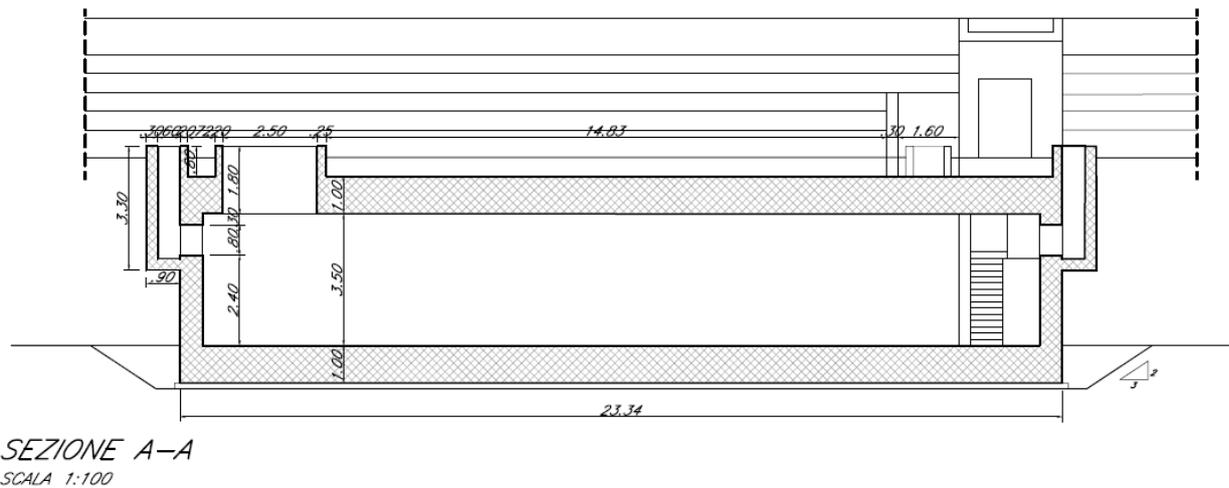


Fig. 2 – Sezione longitudinale

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

- 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 MATERIALI

Il calcestruzzo adottato corrisponde alla Classe C30/37, mentre l'acciaio in barre ad aderenza migliorata corrisponde alla classe B450C. Di seguito vengono elencate le specifiche.

3.1 Calcestruzzo fondazione ed elevazione

Classe d'esposizione: XC2/XC3

C30/37: $f_{ck} \geq 30$ MPa $R_{ck} \geq 37$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

Copriferro netto: 40 mm

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Classe di resistenza: Elevazione

C30/37

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	37	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	30.71	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	38.71	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.94	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.53	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33019	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.06	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.82	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	17.4	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.37	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	30.7	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.06	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	18.43	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	13.82	N/mm^2

3.2 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$;

Tensione di progetto: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$

in cui $\gamma_m = 1.15$ $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$;

Modulo Elastico $E_s = 210'000 \text{ MPa}$.

3.3 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

3.3.1 Stato limite di limitazione delle 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 a trazione" 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 $0,75 f_{yk}$.

3.3.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; 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:

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

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

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

Data la maggior restrittività, 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 aggressive o molto aggressive, 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 riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla relazione geotecnica per la trattazione completa dei parametri geotecnici.

4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera si considerano le seguenti caratteristiche geotecniche:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$\varphi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata

Il ricoprimento al di sopra della soletta superiore della vasca è circa pari a 1.00 m, al quale si aggiunge la gradonatura in terra.

4.2 Interazione terreno-struttura

L'opera risulta immersa per i primi 4.0 m del suo sviluppo verticale nel rilevato stradale, mentre gli ultimi 1.50 m sono immersi nello strato di cappellaccio alterato della formazione di base.

Per semplicità di calcolo si considera che il terreno spingente sui piedritti sia costituito sempre dal rilevato stradale, mentre il terreno di fondazione sia costituito dallo strato di cappellaccio.

Per i parametri geologico-geotecnici del terreno di fondazione si fa riferimento a:

Cappellaccio alterato della formazione di base: argilla limosa

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata

$\Phi' = 28^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

- $s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$c_t = 2 + 0.0089 (L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B > 10$$

- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo k_w è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

- $k_w = E / [(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t]$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E' un valore medio di quello indicato per l'Unità Geotecnica in esame:

$E =$	19900	KN/m ²
$\nu =$	0,3	
$B =$	16,4	m
$L =$	23,00	m
$L/B =$	1,40	
$c_t =$	1,03	
$K_w =$	1290	KN/m ³

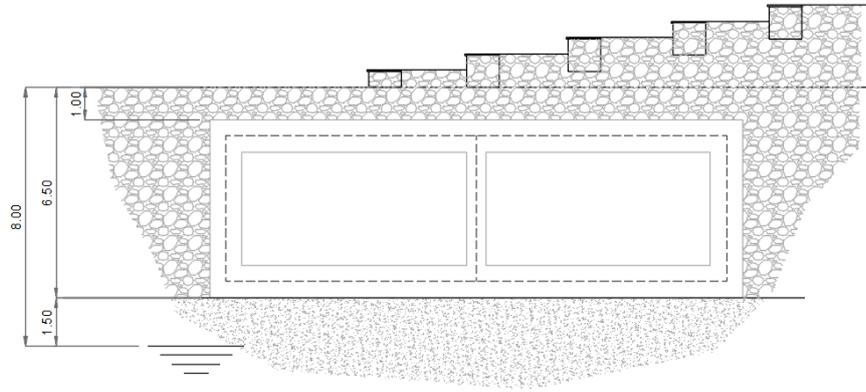
Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 1000 kN/m³.

4.3 Falda

La falda si trova a 8.00 m di profondità dal piano campagna, cioè 1.50 m al di sotto del piano di fondazione dell'opera.

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	13 di 68



5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (V_N), 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, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (C_U)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo C

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 14,29
LATITUDINE: 37,5599

Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia
PROVINCIA: Enna
COMUNE: Enna

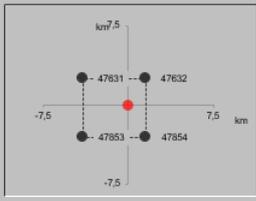
Elaborazioni grafiche

- 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: superficie rigata

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

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 - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

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

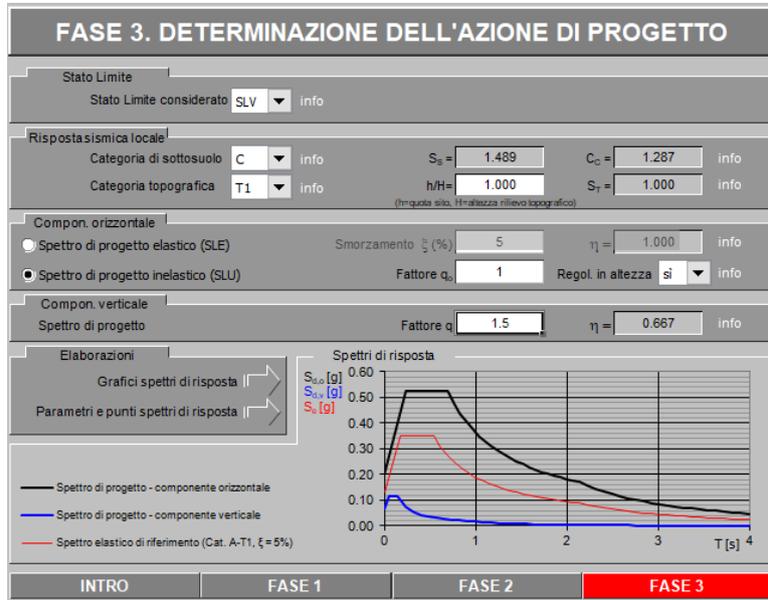
LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



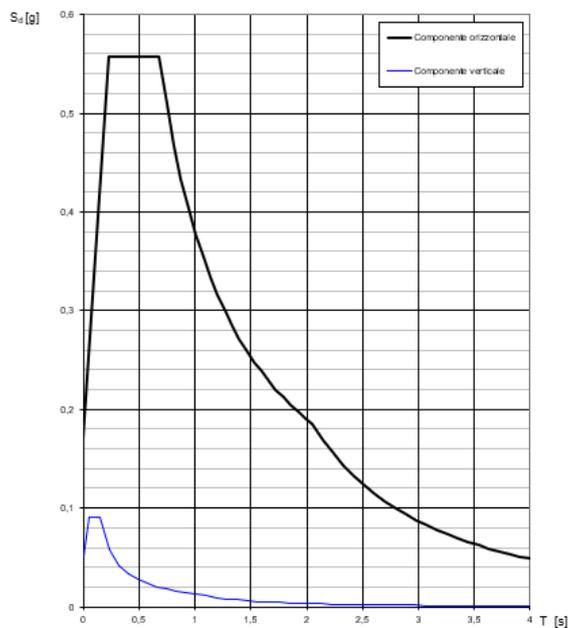
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0,113 g
F_0	2,628
T_C^*	0,524 s
S_S	1,500
C_C	1,300
S_T	1,000
q	0,800

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,250
T_B	0,227 s
T_C	0,681 s
T_D	2,053 s



6 SOFTWARE DI CALCOLO

6.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.14.1 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc.1995 University Ave. Berkeley. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

6.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti
- si assume l'uguaglianza $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

6.3 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un ampia documentazione di supporto. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

6.4 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

6.5 Caratteristiche dell'elaborazione

Tutte le analisi strutturali sono state eseguite su di una workstation dedicata avente le seguenti

caratteristiche tecniche:

- Tipo Intel i7
- Memoria centrale 8 Gb;
- Lunghezza in bit della parola 64 bit;
- Memoria di massa 1 Hard disk da 500 Gb.

6.6 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

All'interno del pacchetto Sap 2000 sono inoltre presente una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.

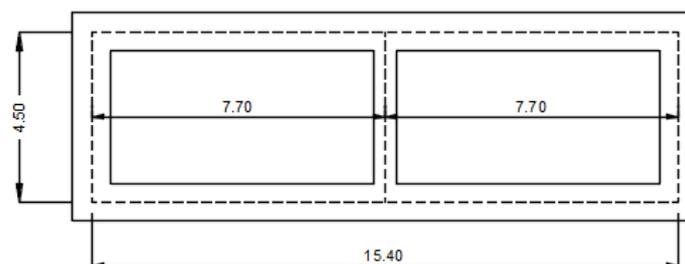
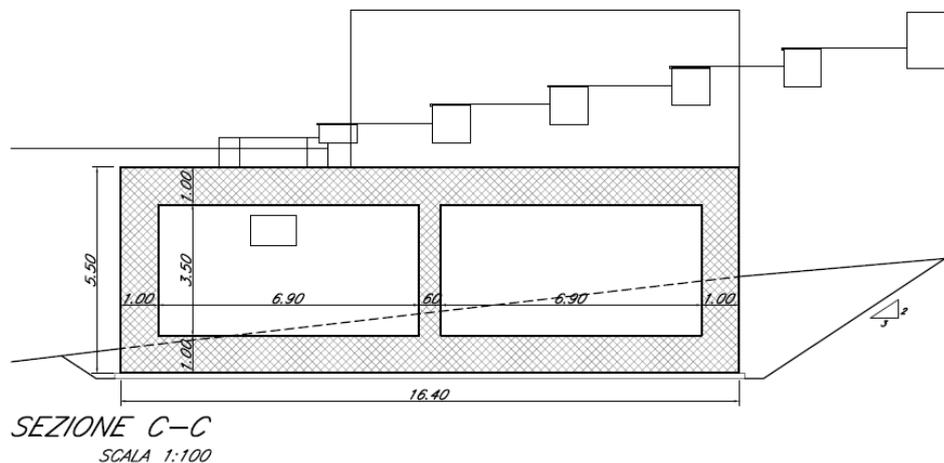
6.7 Programmi di servizio

Per le verifiche a flessione delle sezioni si adotta il programma: "VcaSlu" – Autore Gelfi.

7 VASCA SCATOLARE

La vasca è costituita da due ambienti rettangolari uguali, separati da un setto centrale. La larghezza interna di ognuno dei due ambienti è di 6.90m e l'altezza interna è pari a 3.50m, con soletta superiore di spessore 1.00m, piedritti laterali di spessore 1.00m, piedritto centrale di spessore 0.60m e soletta inferiore di spessore 1.00m.

Nel seguito verrà esaminata una sezione trasversale profonda 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera e la geometria del modello di calcolo.



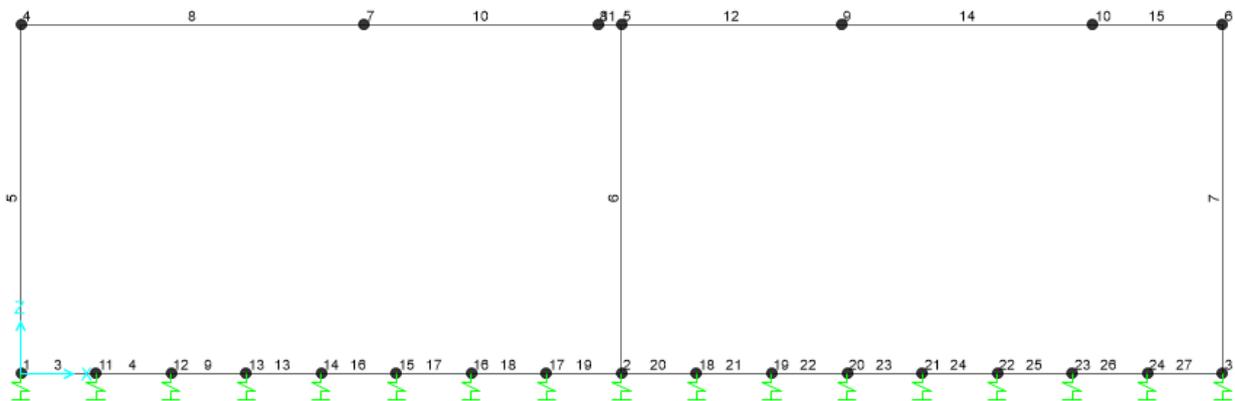
7.1 Modello di calcolo

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

Il modello considerato per l'analisi è quello di uno scatolare di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.



Numerazione aste e nodi

7.1.1 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di "linear spring" pari a $K = 2000 \text{ kN/mc}$ in funzione dell'interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle $i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10$ [m]

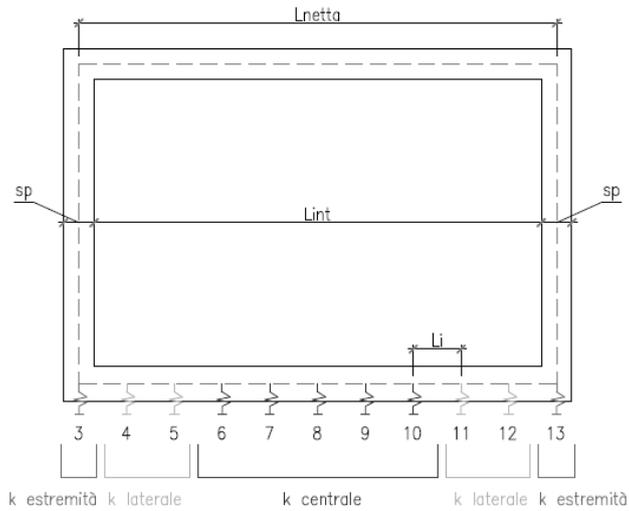
Molle centrali $k_1 = k * i$ [kN/m]

Molle intermedie $k_2 = 1.5 * k * i$ [kN/m]

Molle laterali $k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$ [kN/m]

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	21 di 68

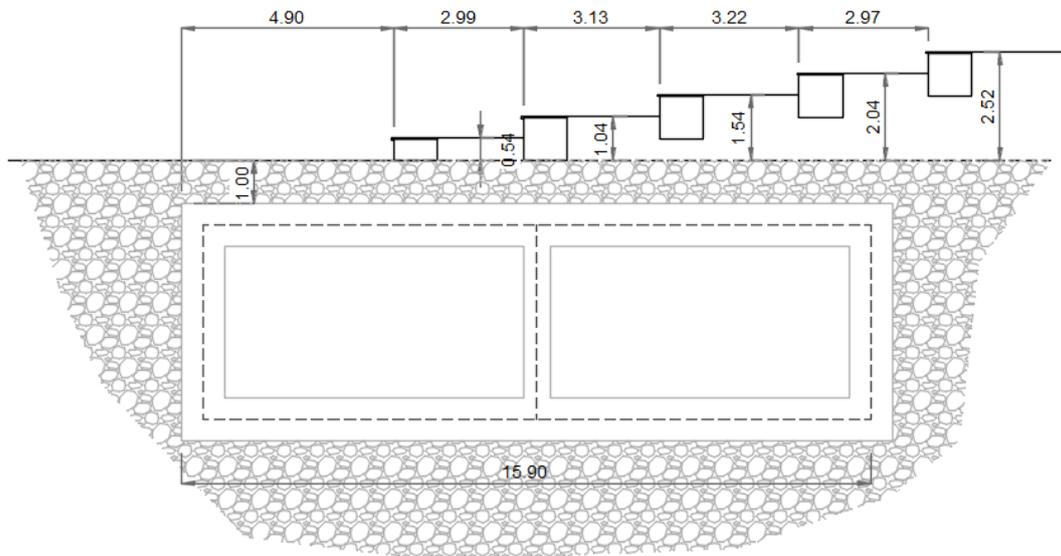


7.2 Analisi dei carichi

7.2.1 Peso proprio della struttura (G1) e carichi permanenti portati (G2)

Il peso proprio degli elementi strutturali viene tenuto calcolato automaticamente dal programma, in base agli spessori e al materiale assegnato ($\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$).

I carichi permanenti portati sono costituiti dal peso del terreno di ricoprimento e della gradonatura ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).



Ascissa x	Spessore ricoprimento	Carico q_{G2}
0 m ÷ 4.90 m	1.00 m	20 KN/m
4.90 m ÷ 7.89 m	1.54 m	30.8 KN/m
7.89 m ÷ 11.02 m	2.04 m	40.8 KN/m
11.02 m ÷ 14.24 m	2.54 m	50.8 KN/m
14.24 m ÷ 15.90 m	3.04 m	60.8 KN/m

Per tenere in conto nel modello di calcolo dei carichi agenti sul semispessore dei piedritti, oltre ai carichi distribuiti sugli elementi frame si applicano delle forze concentrate nei nodi di estremità della soletta superiore con valore pari a 10 kN sul nodo di sinistra e 30.4 KN sul nodo di destra.

7.2.3 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda, il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

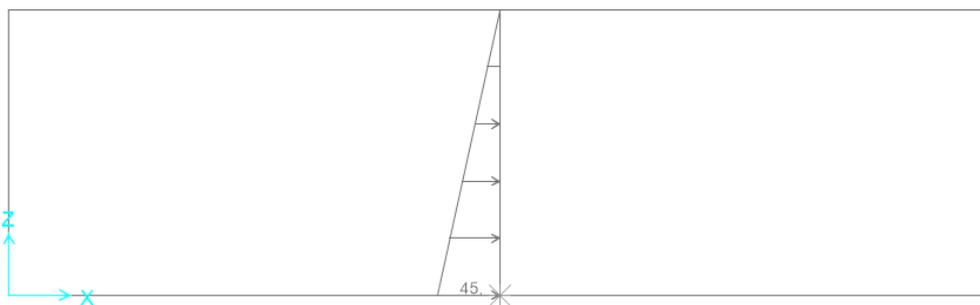
$$u = \gamma_w \cdot z$$

L'opera risulta non interessata dalla falda.

7.2.1 Spinta idrostatica del locale acqua

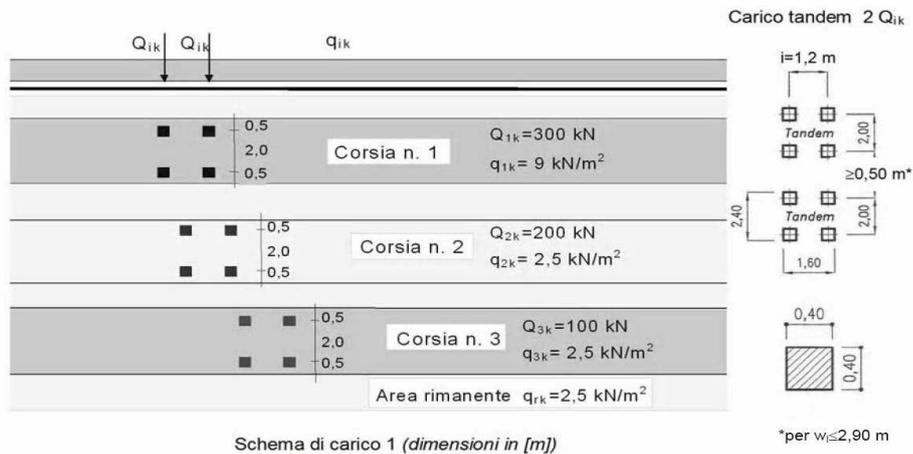
Uno dei due ambienti della vasca è destinato a contenere acqua. La spinta dell'acqua è stata considerata come un carico permanente. A favore di sicurezza il carico è stato applicato esclusivamente sul setto centrale, in quanto sul setto perimetrale il carico agisce in verso contrario alla spinta delle terre.

La spinta dell'acqua ha un andamento triangolare, con valore pari a 0 all'estremità superiore del setto e pari a $\gamma_w \cdot h = 45$ KN/m alla base, essendo il peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10$ KN/m³.

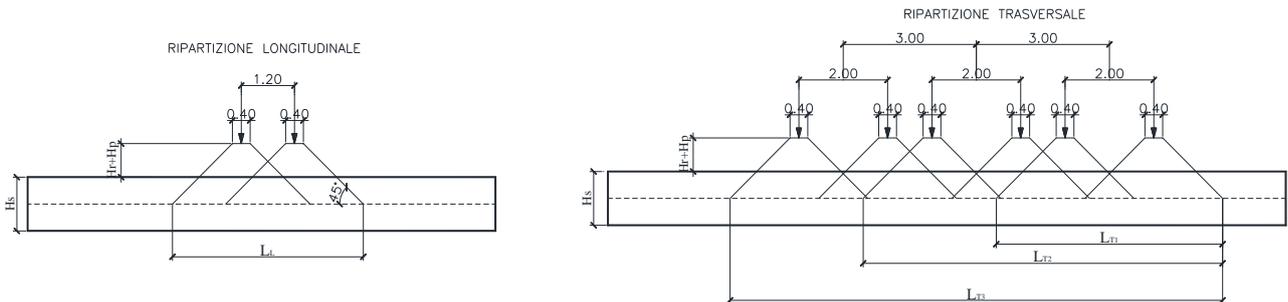


7.2.2 Ripartizione dei carichi mobili verticali

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



La ripartizione dei carichi si effettua considerando il carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0.4 m.



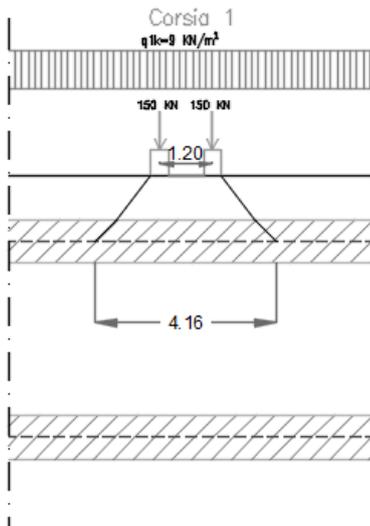
Il carico è schematizzato da 4 assi da 150 kN disposti ai vertici di un rettangolo 1.20mx2.00m.

Si procede al calcolo dei carichi per metro lineare riferiti al baricentro della soletta per i diversi treni di carico.

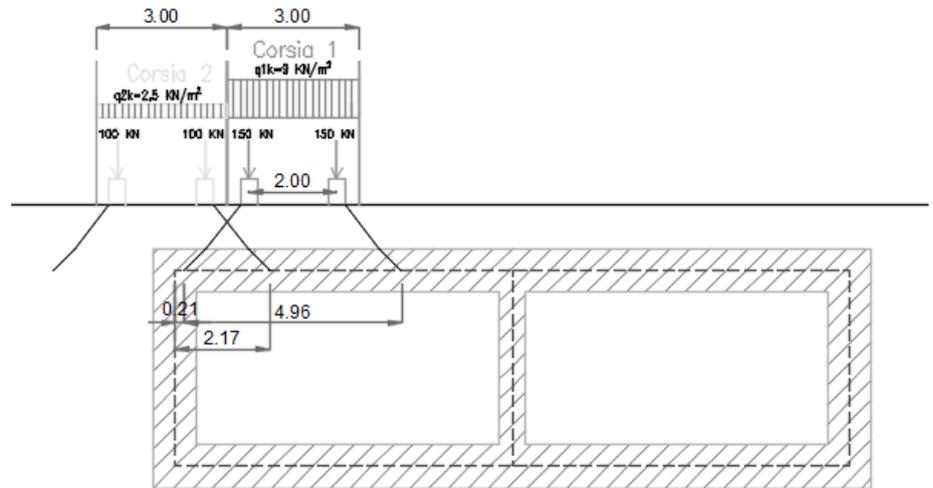
Si considera una larghezza di ripartizione trasversale massima pari alla larghezza della corsia di carico di 3.00 m pertanto:

$$q_1 = \frac{600}{L_L \times L_{T1}}$$

Diffusione longitudinale



Diffusione trasversale



$$L_L = 4.16 \text{ m}$$

$$L_T = 4.96 \text{ m}$$

$$q_1 = 29.08 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{1,tot} = q_1 + q_{1k} = 29.08 \text{ KN/m}^2 + 9 \text{ KN/m}^2 = 38.08 \text{ KN/m}^2$$

Nei primi metri della soletta superiore agisce in contemporanea il carico della corsia 2:

$$q_2 = 400 \text{ KN} / (4.16 \text{ m} \cdot 4.96 \text{ m}) = 19.38 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{2,tot} = q_2 + q_{2k} = 19.38 \text{ KN/m}^2 + 2,5 \text{ KN/m}^2 = 21.88 \text{ KN/m}^2$$

Riepilogando, i carichi agenti sono i seguenti:

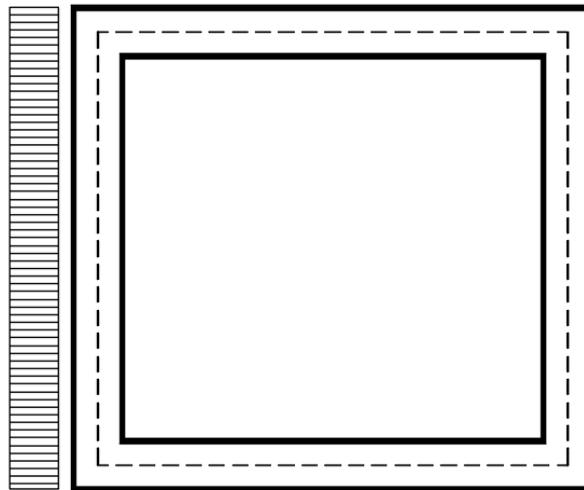
Ascissa	Carico stradale
0 ÷ 2.67 m	$q_{1,tot} + q_{2,tot} = 59.96 \text{ KN/m}^2$
2.67 m ÷ 5.67 m	$q_{1,tot} = 38.08 \text{ KN/m}^2$

Per tenere in conto, nel modello di calcolo, i carichi agenti sul semispessore dei piedritti, si applicano una forza concentrata nel nodo di estremità della soletta pari a 29,98 KN.

7.2.3 Spinta del terreno indotta dal carico stradale

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\varphi = 35^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dello scatolare, utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\varphi'$, per cui si ottiene un valore di $K_0 = 0.43$.

La pressione del terreno sul piedritto di sinistra indotta dal carico stradale, verrà calcolata secondo la formula $P = q * K_0$
 $= 21.88 \text{ kN/m}^2 * 0.43 = 9.4 \text{ kN/m}^2$



Per tenere in conto nel modello dei carichi agenti sul semispessore delle solette, si applicano delle forze concentrate nei nodi di estremità del piedritto pari a con valore pari a 4.7 KN.

7.2.4 Ritiro differenziale della soletta di copertura

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura.

fck	30,71	MPa				
Rck	37	MPa				
UR	70	%				
Calcolo della deformazione per ritiro da essiccamento						
Interpolazione lineare:						
			ε_{c0} % per UR=70%			
	Rck1	20	0,395			
	Rck2	40	0,31			
ε_{c0} per Rck	37	0,32	%			
Ac	16400000	mm ²	area della sezione in cls			
u	30200	mm	perimetro della sezione in cls esposto all'aria			
h ₀	1086	mm	dimensione fittizia pari a 2Ac/u			
k _h	0,70					
$\varepsilon_{cd,\infty}$	-0,00023		deformazione per ritiro da essiccamento a tempo infinito			
Calcolo della deformazione per ritiro autogeno						
$\varepsilon_{ca,\infty}$	-0,000052		deformazione per ritiro autogeno a tempo infinito			
Calcolo della deformazione totale per ritiro						
ε_{cs}	-0,00028		deformazione totale per ritiro			
Calcolo della variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro (EC2)						
E _{cm}	33019	MPa	modulo elastico cls			
φ	1,6		coefficiente di viscosità			
α	0,00001		coefficiente dilatazione termica cls			
ΔT	-10,7	°	variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro			

7.2.1 Variazione termica

Si applica una variazione termica pari ad +/- 15°C e un gradiente di temperatura tra interno ed esterno pari a 5°C.

7.3 Azione sismica inerziale

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell' analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni: $k_h = a_{max}/g$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h$$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 14/01/2008 viene assegnata all'opera una vita nominale $V_N \geq 75$ anni ed una III classe d'uso $C_u = 1.5$; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_u = 113$ anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a $a_g = 0.113$ g.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

in base al fattore di amplificazione del sito F_o si ottiene:

$S_s = 1.5$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_t = 1$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 0.17 \text{ g}$$

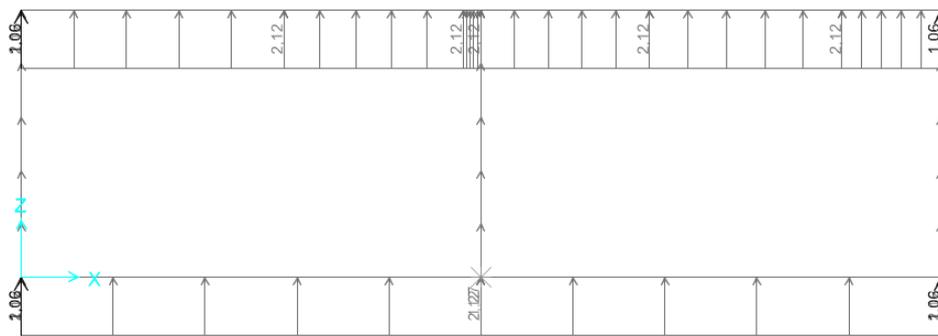
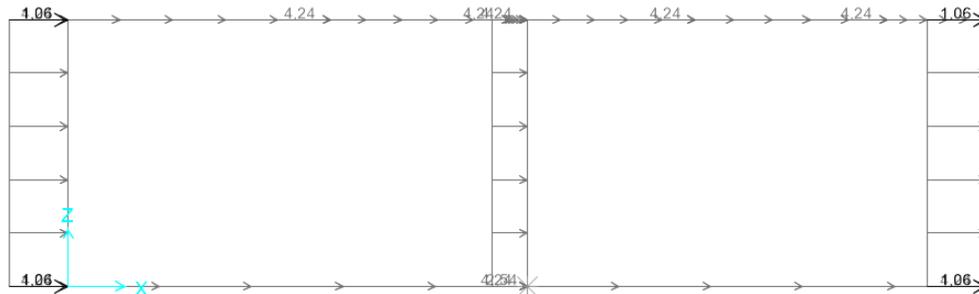
$$k_h = a_{max}/g = 0.17$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.085$$

- Forze di inerzia orizzontali e verticali associate al peso proprio degli elementi strutturali

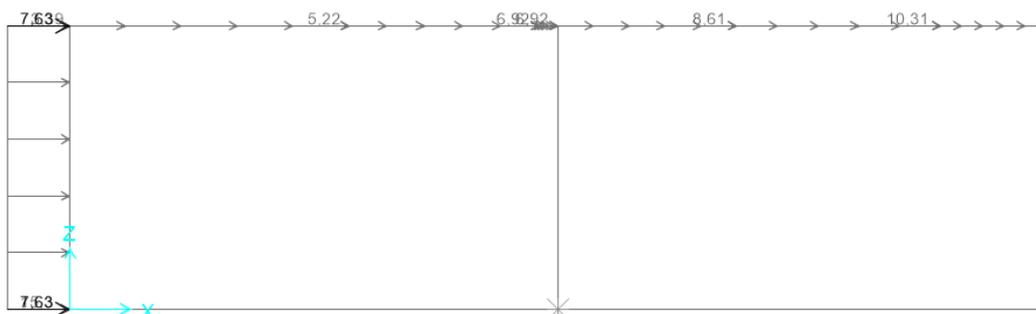
Elemento	Sp (m)	Fin,h (KN/m)	Fin,v (KN/m)
Piedritti	1	4,24	2,12
Soletta sup	1	4,24	2,12
Soletta inf	1	4,24	2,12
Setto centr	0,6	2,54	1,27

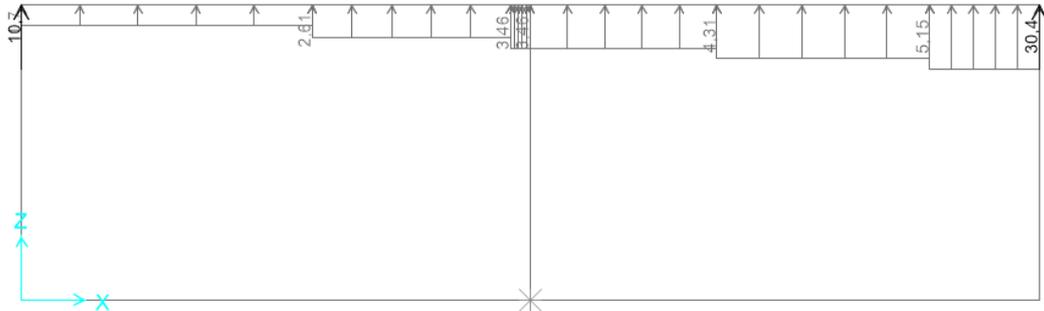
Per tenere conto del modello dello spessore degli elementi si applicano delle forze orizzontali concentrate alle estremità dei piedritti pari a 1,06 KN e delle forze verticali concentrate alle estremità delle solette pari a 1,06 KN.



- Forze di inerzia orizzontali e verticali associate al peso dei permanenti portati G2 gravanti sulla soletta superiore

Tratto soletta	G2 (KN/m)	Fin,h (KN/m)	Fin,v (KN/m)
1	20	3,39	1,70
2	30,8	5,22	2,61
3	40,8	6,92	3,46
4	50,8	8,61	4,31
5	60,8	10,31	5,15





Per tenere conto del modello dello spessore degli elementi si applicano delle forze concentrate alle estremità della soletta superiore pari a:

Estremità sx: Forizz = 1,7 KN
Fvert = 0,85 KN

Estremità dx: Forizz = 5,15 KN
Fvert = 2,58 KN

- Forze di inerzia associate alla spinta dell'acqua

Si è considerata una forza di inerzia proporzionale alla spinta dell'acqua:

	spinta (KN/m)	Fin,h (KN/m)
z=4,5 m	0	0,0
z=0	45	7,6

7.4 Spinta sismica terreno

Le spinte delle terre potranno essere determinate secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) * \gamma * H_{\text{tot}}^2 = \mathbf{68.6 \text{ kN/m}}$$

Tale risultante applicata ad un'altezza pari ad $H_{\text{tot}}/2$. sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

Nel modello di calcolo vengono applicati un carico distribuito agente sul piedritto di sinistra pari a **15.3 kN/m²** e due forze concentrate alle estremità del piedritto pari a 7.63 KN.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (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), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 2) sia per le verifiche strutturali che per le verifiche geotecniche.

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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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 combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	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
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

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Tabella 2 – Riepilogo condizioni di carico

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Acqua interna alla vasca	ACQUA
Spinta terreno a sinistra	TERRA SX
Spinta terreno a destra	TERRA DX
Traffico stradale e sovraspinta accidentale terreno	TRAF
Ritiro	RIT
Variazione termica	ΔT
Ritiro	RIT
Azione sismica orizzontale	SISMA X
Azione sismica verticale	SISMA Z

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	35 di 68

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione $\gamma \cdot \psi$. Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

Tabella 3 - Combinazioni di carico

	DEAD	PERM	ACQUA	TERRA SX	TERRA DX	TRAF	ΔT	RIT	SISMA X	SISMA Z
SLU_01	1,35	1,5	1,5	1,35	1,35	1,35	0,9	1,2	0	0
SLU_02	1,35	1,5	1,5	1,35	1	1,35	0,9	1,2	0	0
SLU_03	1,35	1,5	1,5	1	1,35	1,35	0,9	1,2	0	0
SLU_04	1,35	1,5	1,5	1,35	1,35	1,35	-0,9	1,2	0	0
SLU_05	1,35	1,5	1,5	1,35	1	1,35	-0,9	1,2	0	0
SLU_06	1,35	1,5	1,5	1	1,35	1,35	-0,9	1,2	0	0
SLU_07	1,35	1,5	1,5	1,35	1,35	1,01	1,5	1,2	0	0
SLU_08	1,35	1,5	1,5	1,35	1	1,01	1,5	1,2	0	0
SLU_09	1,35	1,5	1,5	1	1,35	1,01	1,5	1,2	0	0
SLU_10	1,35	1,5	1,5	1,35	1,35	1,01	-1,5	1,2	0	0
SLU_11	1,35	1,5	1,5	1,35	1	1,01	-1,5	1,2	0	0
SLU_12	1,35	1,5	1,5	1	1,35	1,01	-1,5	1,2	0	0

	DEAD	G2	ACQUA	TERRA SX	TERRA DX	TRAF	ΔT	RIT	SISMA X	SISMA Z
SLV_01	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0,3
SLV_02	1	1	1	1	1	0	0	1	1	-0,3
SLV_03	1	1	1	1	1	0	0	1	-1	0,3
SLV_04	1	1	1	1	1	0	0	1	-1	-0,3
SLV_05	1	1	1	1	1	0	0	1	0,3	1
SLV_06	1	1	1	1	1	0	0	1	0,3	-1
SLV_07	1	1	1	1	1	0	0	1	-0,3	1
SLV_08	1	1	1	1	1	0	0	1	-0,3	-1

	DEAD	G2	ACQUA	TERRA SX	TERRA DX	TRAF	ΔT	RIT	SISMA X	SISMA Z
RARA_01	1	1	1	1	1	1	0,6	1	0	0
RARA_02	1	1	1	1	1	0,75	1	1	0	0
RARA_03	1	1	1	1	1	1	-0,6	1	0	0
RARA_04	1	1	1	1	1	0,75	-1	1	0	0

9 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

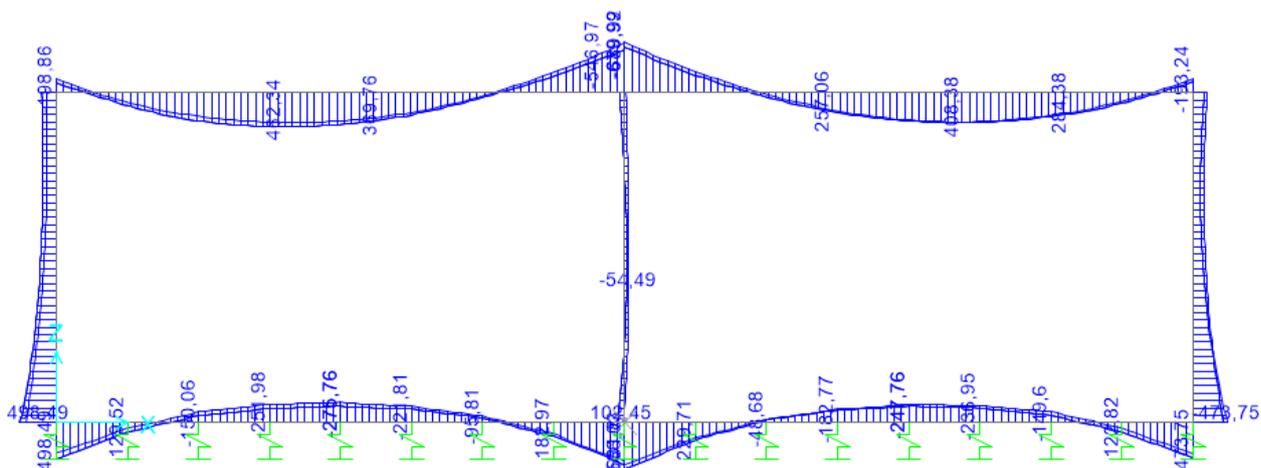


Fig. 3 – Involuppo momenti flettenti SLU

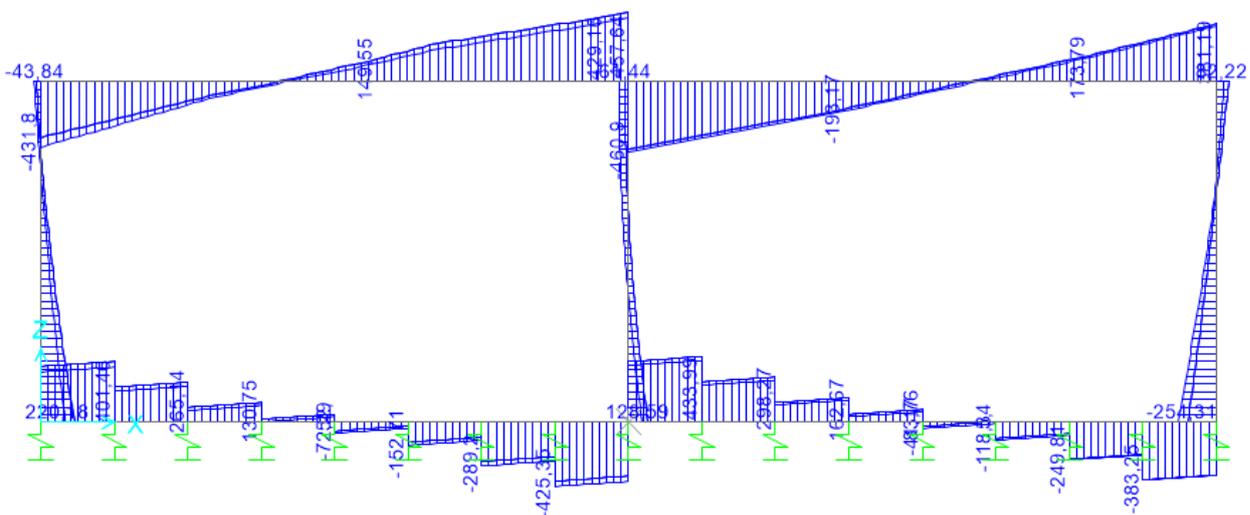


Fig. 4 – Involuppo sforzi taglienti SLU

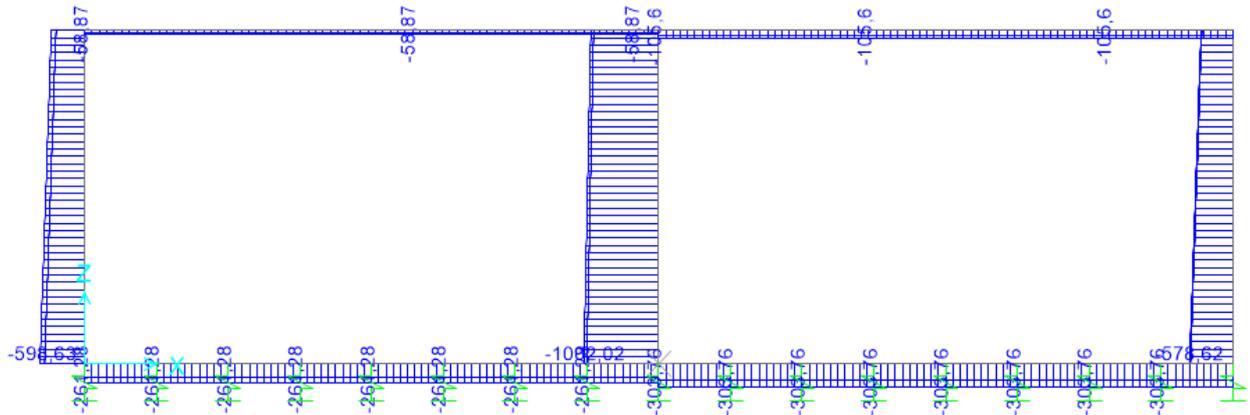


Fig. 5 – Involuppo azioni assiali SLU

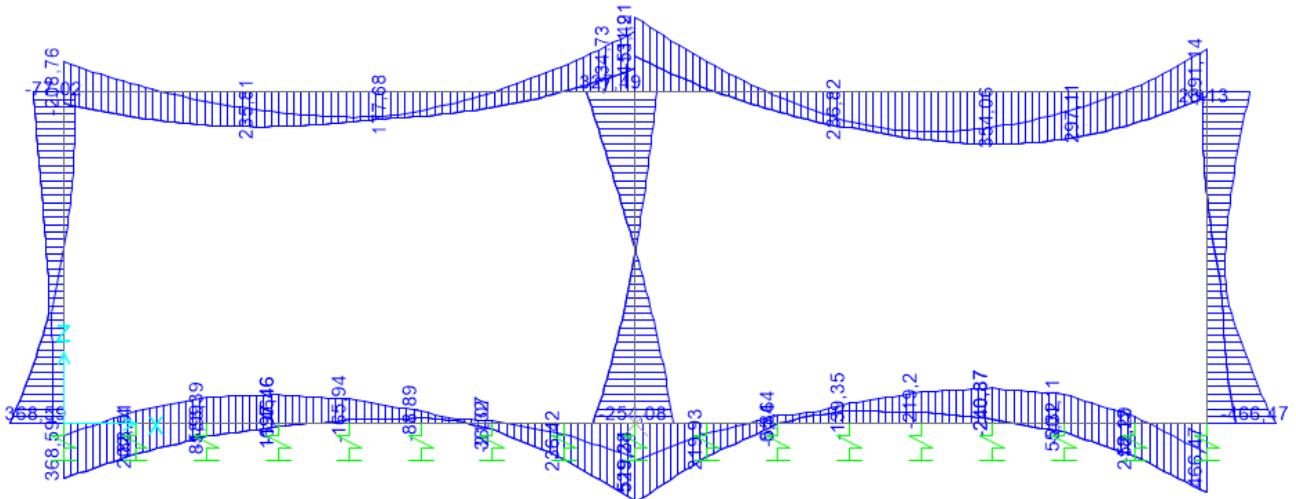


Fig. 6 – Involuppo momenti flettenti SLV

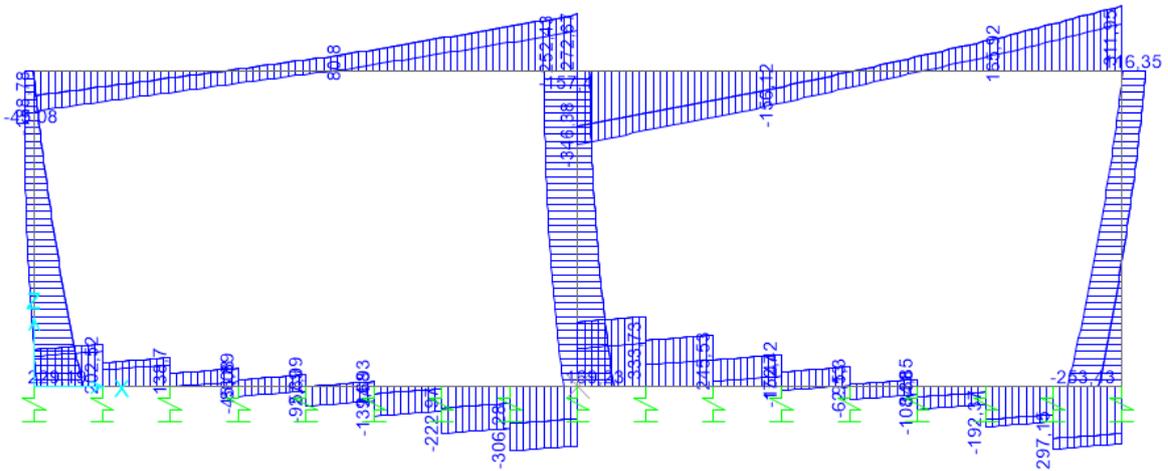


Fig. 7 – Involuppo sforzi taglienti SLV

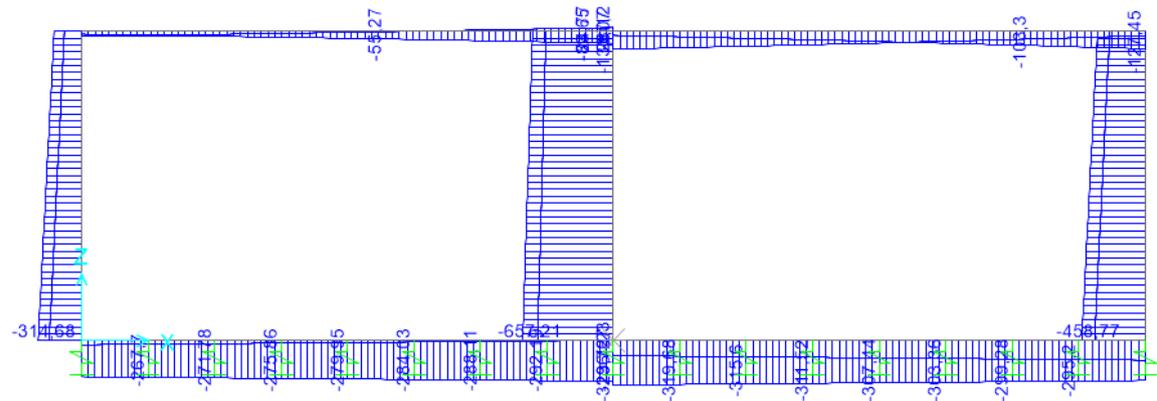


Fig. 8 – Involuppo azioni assiali SLV

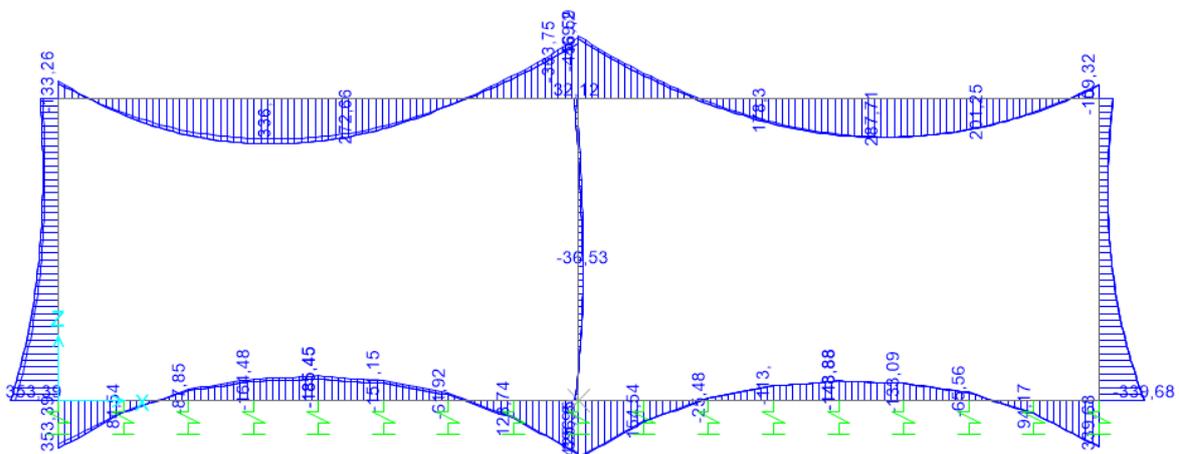


Fig. 9 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	39 di 68

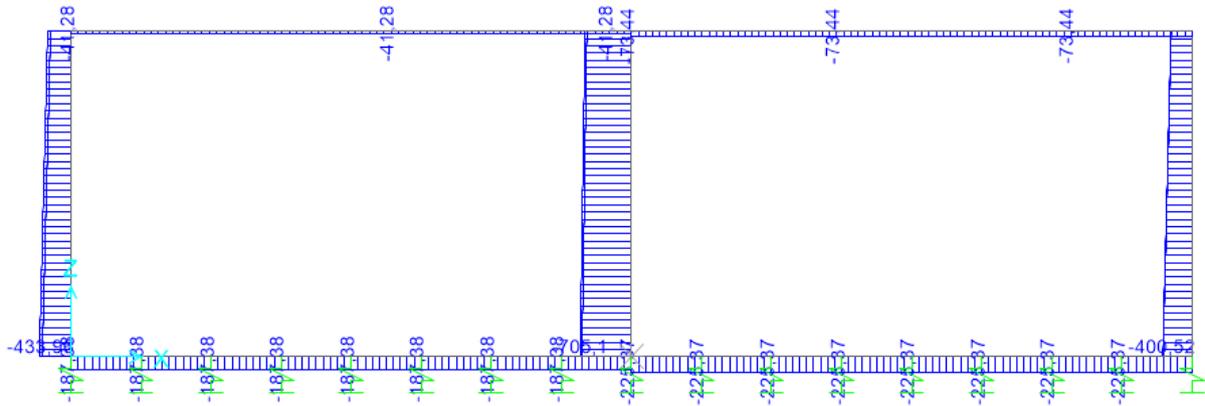


Fig. 10 – Involuppo azioni assiali SLE rara

10 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

SLU STR-SLV				
Elemento strutturale	Sezione	N (KN)	M (KNm)	T (KN)
soletta inferiore	nodo	-321,25	481,5	437,79
	campata	-307,55	-234,22	-
soletta superiore	nodo	-124,91	-576,07	431,17
	campata	-124,91	441,9	-
piedritti laterali	nodo soletta inf	-579,61	429,4	215,36
	nodo soletta sup	-463,45	-68,35	95,02
piedritto centrale	nodo soletta inf	-997,68	-223,98	150,16
	nodo soletta sup	-497,09	264,92	164,1

SLE RARA				
Elemento strutturale	Sezione	N (KN)	M (KNm)	T (KN)
soletta inferiore	nodo	-228,67	325,58	300
	campata	-228,67	-155,18	-
soletta superiore	nodo	-70,39	-382,6	300,88
	campata	-70,39	322,5	-
piedritti laterali	nodo soletta inf	-420,19	306,52	-156,49
	nodo soletta sup	-333,47	131,85	34,67
piedritto centrale	nodo soletta inf	-701,28	3,75	49,54
	nodo soletta sup	-649,05	21,19	34,61

10.1 Verifica soletta inferiore (sp=100cm)

Armatura di base a flessione: $\phi 20/20\text{cm}$.

Armatura di infittimento nelle zone maggiormente inflesse (estradosso campate e intradosso nodo centrale): $\phi 20/20\text{cm}$.

Armatura a taglio: spille $\phi 8$, maglia 25cm x 25cm.

10.1.1 Verifica SLU a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sol inf M+

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

Titolo: _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15,71	7,6
			2	31,42	92,4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 481,5 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

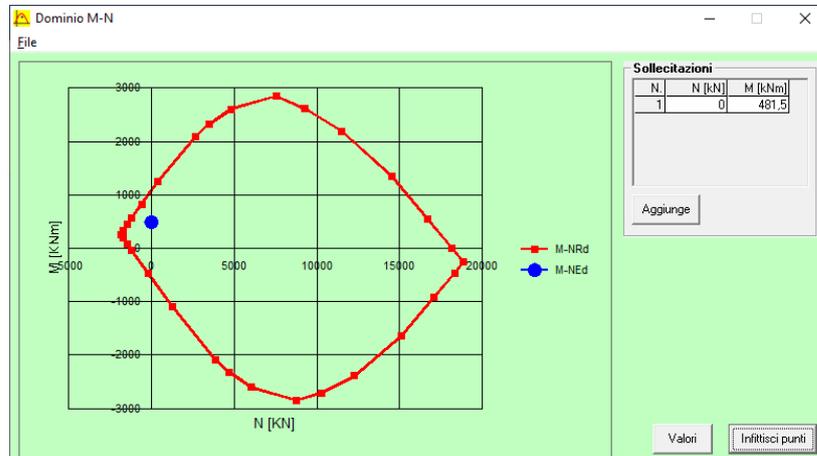
Precompresso

Materiali: B450C C30/37

ϵ_{su} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 11,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 1.090 kN m

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 35,61 %
d 92,4 cm
x 8,268 x/d 0,08948
 δ 0,7



Verifica C.A. S.L.U. - File: Sol inf M-

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	31,42	7,6
			2	15,71	92,4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

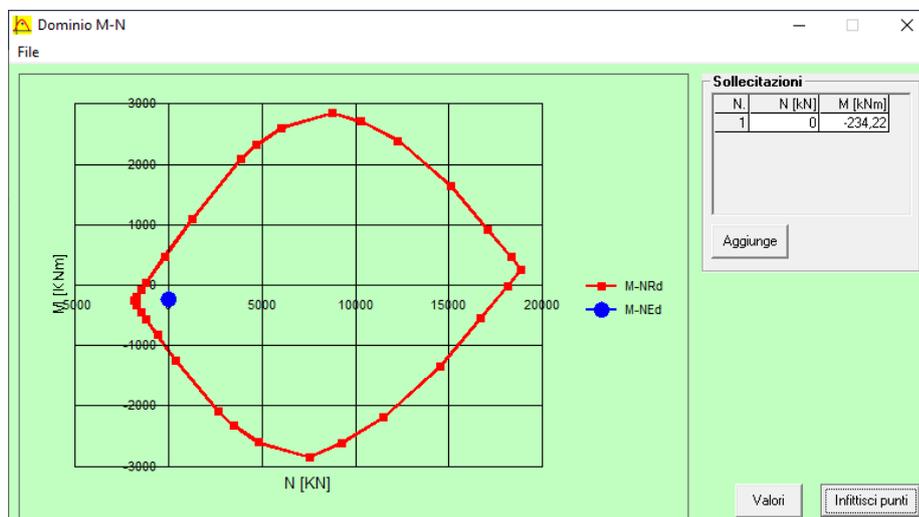
N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f _{cd}	<input type="text" value="17"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0,8"/> [?]
ε _{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="11,5"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co}	<input type="text" value="0,6933"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2,029"/>



10.1.2 Verifica SLU a taglio

Sollecitazioni				
V_{Sd}	=	437,79	kN	taglio di calcolo
N_{Sd}	=	0	kN	sforzo normale i calcolo
Materiali				
Calcestruzzo				
R_{ck}	=	37	MPa	resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	=	30,7	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
α_{cc}	=	0,85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
γ_c	=	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
f_{cd}	=	17,40	MPa	resistenza di calcolo a compressione
Acciaio				
f_{yk}	=	450,00	MPa	tensione caratteristica di snervamento
γ_s	=	1,15		coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	=	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
Geometria				
b_w	=	1000	mm	larghezza minima sezione
H	=	1000	mm	altezza geometrica
c	=	76	mm	copriferro
d	=	924	mm	altezza utile
Verifica per elementi sprovvisti di armatura a taglio				
A_{sl}	=	3142	mm ²	armatura longitudinale TESA
A_c	=	1000000	mm ²	area sezione cls
k	=	1,47		≤ 2
σ_{cp}	=	0,0000	MPa	tensione media calcestruzzo $\leq 0,2f_{cd}$
ρ_1	=	0,34%	ok	rapporto geometrico di armatura longitudinale $\leq 0,02$
V_{min}	=	0,344		
V_{Rsd}	=	355,10	kN	
V_{Rcd}	=	317,87	kN	
V_{rd}	=	355,10	kN	taglio resistente
V_{Sd}	=	437,79	kN	taglio di calcolo
FS		0,81	NO	se > 1 verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	44 di 68

Verifica per elementi provvisti di armatura a taglio				
\varnothing_w	=	8	mm	diametro armatura resistente a taglio
α	=	90,00	°	angolo di inclinazione armatura trasversale
s	=	250,00	mm	passo staffe
n_{br}	=	4,0		numero bracci armatura trasversale
A_{sw}	=	201,06	mmq	area armatura trasversale posta nell'interasse s
b_w	=	1000,00	mm	larghezza minima sezione
f_{cd}	=	17,40	MPa	
ν	=	0,5		coeff. di riduzione f_{cd}
f'_{cd}	=	8,70	MPa	resistenza a compressione del cls ridotta
ω_{sw}	=	0,01808		% meccanica di armatura trasversale
α_c	=	1,00000		
$\cot\theta^*$	=	5,162		
		FALSO		check $1 \leq \cot\theta^* \leq 2,5$
$\cot\theta$	=	2,500		valore di calcolo
V_{Rsd}	=	654,27	kN	Resistenza "taglio trazione"
V_{Rcd}	=	2495,13	kN	Resistenza "taglio compressione"
V_{Rd}	=	654,27	kN	Resistenza a taglio
V_{Sd}	=	437,79	kN	taglio di calcolo
FS	=	1,49		se >1 verifica soddisfatta
		ok		

10.1.3 Verifica SLE a fessurazione e alle tensioni

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Geometria e carichi		Materiali	
Descrizione	Valore	Descrizione	Valore
Carichi ζ: Durata del carico, ST per breve durata and LT lunga dura	LT	Armatura tesa φ ₁ : Diametro armatura livello 1 (c-c) ₁ : Passo armature livello 1 C ₁ : Copriferro netto livello 1 φ ₂ : Diametro armatura livello 2 (c-c) ₂ : Passo armature livello 2 C ₂ : Copriferro netto livello 2 φ ₃ : Copriferro netto livello 2 φ ₃ : Diametro armatura livello 3 (c-c) ₃ : Passo armature livello 3 C ₃ : Copriferro netto livello 3	37 MPa 31 MPa 2,94 Mpa 33019 Mpa 450 Mpa 210000 Mpa barre ad aderire 0,8 1,6 flessione
Carichi permanenti N: Sforzo normale lungo asse y, compressione positiva M: Momento attorno all'asse x, sempre positivo S _{temp} : Deformazione relativa alla temperatura	0 kN 326 kNm	Calcolo apertura fessure k ₁ k ₁ : barre ad aderenza migliorata k ₁ : barre lisce k ₂ k ₂ : flessione k ₂ : trazione semplice k ₂ : trazione eccentrica o singole parti di sezione e ₁ : valore per trazione eccentrica o singole parti di sezione e ₂ : valore per trazione eccentrica o singole parti di sezione	0,8 1,6 flessione
Proprietà della sezione b: Base h: Altezza ridotta h: Altezza	1000 mm 10000 mm 10000 mm	Materiali Rck fck f _{ctm} : Resistenza media a trazione semplice E _{cm} : Modulo elastico del cis f _{yk} : Tensione caratteristica di snervamento E _s : Modulo elastico acciaio	37 MPa 31 MPa 2,94 Mpa 33019 Mpa 450 Mpa 210000 Mpa
Soluzione elastica per sezione non fessurata	Valore Unit	Tensioni nella sezione fessurata	Valore
A _{sc} : Area armatura compressa A _s : Area armatura tesa α _e : E _s /E _c C _g : C _g +φ/2 t _g : C _g +φ/2 h _{ef} : h-c _g -φ/2 A _g : Area omogeneizzata di cis y _e : Distanza dell'asse neutro dal lembo teso I _g : Momento d'inerzia σ _{sp1} : Tensione cis fibra inferiore σ _{sp} : Tensione cis fibra superiore σ _{max} : Massima tensione nel cis M _{cr} : Momento di fessurazione N _{cr} : Sforzo normale corrispondente alla fessurazione A _{ce,eff} : Area effettiva di cis teso	1571 mm ² 3142 mm ² 12,72 86 mm 86 mm 9814 mm 10055228 mm ² 4991,0 mm 8,5E+13 mm ⁴ 0,02 Mpa -0,02 Mpa 0,02 Mpa 0,02 Mpa 49909,8 KNm 2 kN 211858 mm ²	Descrizione a: MN A _g : α(A _{sc} +A _s) d _g : α(c _g +h ₀)/A _g I _g : α(c _g ³ +h ₀ ³)/A _g e ₁ : ah/2 c: e+d ₀ a ₂ : 3e a ₁ : 6A _s /cb a ₀ : -6(h+A _g d _g)/b x: Profondità dell'asse neutro h _{0,eff} : Profondità dell'area effettiva tesa I _g : h ³ /3+I ₀ (h-d ₀) ² e ₀ : e+x c _g : Max tensione di compressione nel cis c _{sc} : Max tensione di compressione nell'armatura c _s : Max tensione di trazione nell'armatura	32560000 mm 59941 mm ² 6638 mm 1,3E+12 mm ⁴ 32555000 mm 32561638 mm 97665000 mm 1,2E+10 mm ² -7,8E+13 mm ³ 834,25 mm 215 mm 3,5E+12 mm ⁴ 32555834 mm 0,08 Mpa 0,9 Mpa 10,75 Mpa
Sezione non fessurata		Ampliezza fessure	Valore
		S _{r,max} : Distanza massima tra le fessure ε _{sm} -ε _{cm} : Deformazione unitaria media delle barre P _{h,eff} : A _s /A _{ce,eff} k ₁ : Fattore dipendente dalla durata del carico k ₁ : Coefficiente relativo alle barre k ₂ : Coefficiente relativo alla sollecitazione k ₃ : Coefficiente k ₄ : Coefficiente φ: Diametro equivalente delle barre W _k : Max apertura delle fessure consentita W _d : Apertura delle fessure Fessurazione verificata	488 mm 3,07E-05 0,0148 0,4 0,8 0,5 3,400 0,425 20,00 mm 0,20 mm 0,015 mm

10.2 Verifica soletta superiore (sp=100cm)

Armatura di base a flessione: $\phi 20/20$ cm.

Armatura di infittimento nelle zone maggiormente inflesse (intradosso campate ed estradosso nodo centrale): $\phi 20/20$ cm.

Armatura a taglio:spille $\phi 8$, maglia 25cm x 25cm.

10.2.1 Verifica SLU a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sol sup M+

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

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15,71	7,6
			2	31,42	92,4

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -124,91 0 kN
M_{xEd} 441,9 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

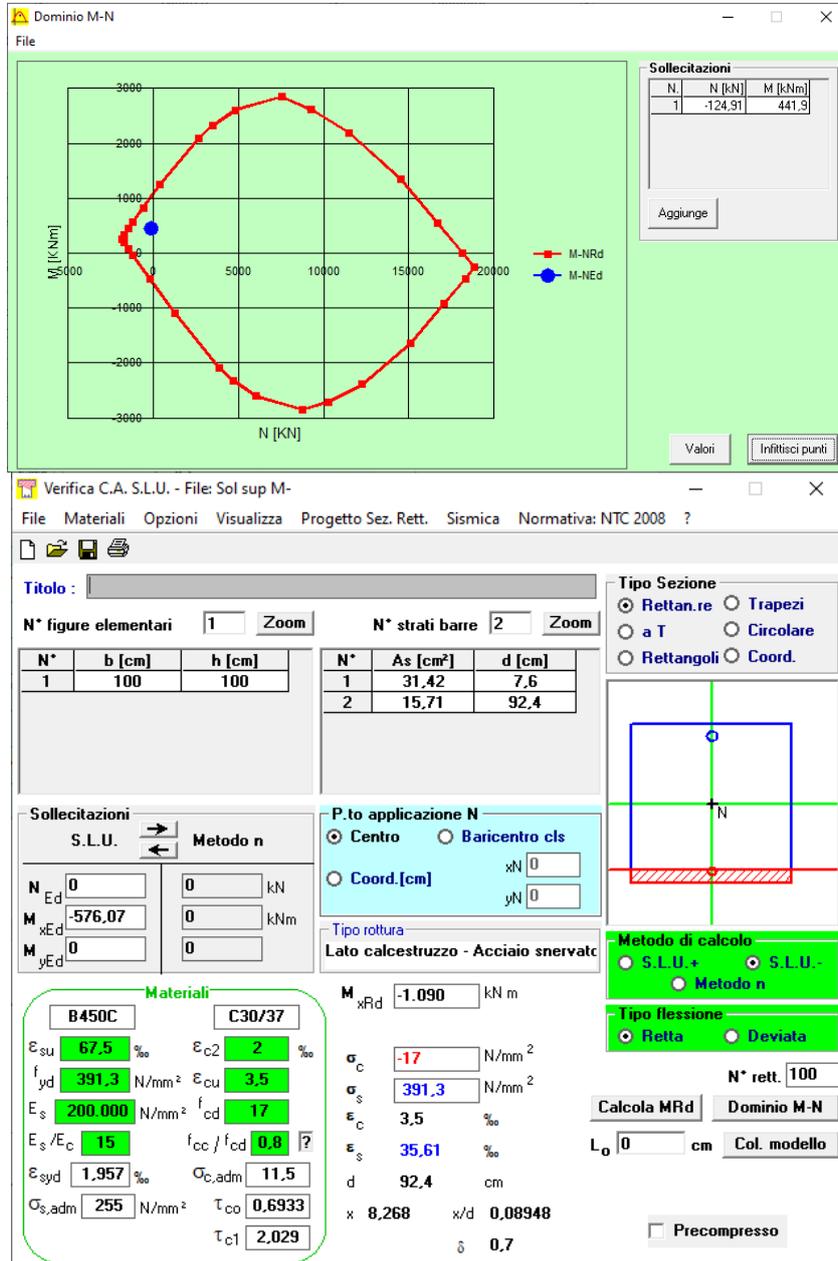
Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

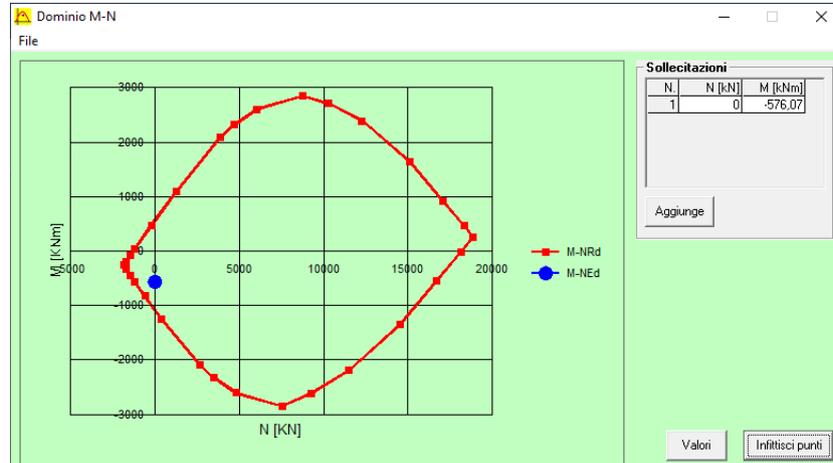
Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
B450C C30/37
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 1.036 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 37,96 ‰
d 92,4 cm
x 7,799 x/d 0,08441
 δ 0,7

Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso





10.2.2 Verifica SLU a taglio

Sollecitazioni				
V_{Sd}	=	431,17	kN	taglio di calcolo
N_{Sd}	=	0	kN	sforzo normale di calcolo
Materiali				
Calcestruzzo				
R_{ck}	=	37	MPa	resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	=	30,7	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
α_{cc}	=	0,85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
γ_c	=	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
f_{cd}	=	17,40	MPa	resistenza di calcolo a compressione
Acciaio				
f_{yk}	=	450,00	MPa	tensione caratteristica di snervamento
γ_s	=	1,15		coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	=	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
Geometria				
b_w	=	1000	mm	larghezza minima sezione
H	=	1000	mm	altezza geometrica
c	=	76	mm	copriferro
d	=	924	mm	altezza utile
Verifica per elementi sprovvisti di armatura a taglio				
A_{sl}	=	3142	mm ²	armatura longitudinale TESA
A_c	=	1000000	mm ²	area sezione cls
k	=	1,47		≤ 2
σ_{cp}	=	0,0000	MPa	tensione media calcestruzzo $\leq 0,2f_{cd}$
ρ_1	=	0,34%	ok	rapporto geometrico di armatura longitudinale $\leq 0,02$
V_{min}	=	0,344		
V_{Rsd}	=	355,10	kN	
V_{Rcd}	=	317,87	kN	
V_{rd}	=	355,10	kN	taglio resistente
V_{Sd}	=	431,17	kN	taglio di calcolo
FS		0,82	NO	se > 1 verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	49 di 68

Verifica per elementi provvisti di armatura a taglio

\varnothing_w	=	8	mm	diametro armatura resistente a taglio
α	=	90,00	°	angolo di inclinazione armatura trasversale
s	=	250,00	mm	passo staffe
n_{br}	=	4,0		numero bracci armatura trasversale
A_{sw}	=	201,06	mmq	area armatura trasversale posta nell'interasse s
b_w	=	1000,00	mm	larghezza minima sezione
f_{cd}	=	17,40	MPa	
ν	=	0,5		coeff. di riduzione f_{cd}
f_{cd}	=	8,70	MPa	resistenza a compressione del cls ridotta
ω_{sw}	=	0,01808		% meccanica di armatura trasversale
α_c	=	1,00000		
$\cot\theta^*$	=	5,162		
		FALSO		check $1 \leq \cot\theta^* \leq 2,5$
$\cot\theta$	=	2,500		valore di calcolo
V_{Rsd}	=	654,27	kN	Resistenza "taglio trazione"
V_{Rcd}	=	2495,13	kN	Resistenza "taglio compressione"
V_{Rd}	=	654,27	kN	Resistenza a taglio
V_{Sd}	=	431,17	kN	taglio di calcolo
FS	=	1,52		se >1 verifica soddisfatta
		ok		

10.2.3 Verifica SLE a fessurazione e alle tensioni

Geometria e carichi		Materiali		Armatura	
Descrizione	Valore	Descrizione	Valore	Descrizione	Valore
Carichi ζ: Durata del carico, ST per breve durata and LT lungo durata	LT	Rck	37 MPa	Armatura tesa	
Carichi permanenti N: Sforzo normale lungo asse y, compressione positiva M: Momento attorno all'asse x, sempre positivo	0 kN 323 kNm	fck	31 MPa	Ø ₁ : Diametro armatura livello 1	20 mm
Carichi termici N: Sforzo normale lungo asse y, compressione positiva M: Momento attorno all'asse x, sempre positivo ε _{temp} : Deformazione relativa alla temperatura	0 kN 0 kNm 0,00E+00	f _{tm} : Resistenza media a trazione semplice E _{cm} : Modulo elastico del cis f _{yk} : Tensione caratteristica di snervamento E _s : Modulo elastico acciaio	2,94 MPa 33019 Mpa 450 Mpa 210000 Mpa	(C-C) ₁ : Passo armature livello 1 C ₁ : Copriferro netto livello 1 Ø ₂ : Diametro armatura livello 2 (C-C) ₂ : Passo armature livello 2 C ₂ : Copriferro netto livello 2 Ø ₃ : Diametro armatura livello 3 (C-C) ₃ : Passo armature livello 3 C ₃ : Copriferro netto livello 3	100 mm 76 mm 0 mm 120 mm 128 mm 0 mm 100 mm 160 mm
Proprietà della sezione b: Base h: Altezza ribalta h: Altezza	1000 mm 10000 mm 10000 mm	Calcolo apertura fessure k ₁ : barre ad aderenti k ₁ : barre ad aderenza migliorata k ₁ : barre lisce k ₂ : flessione k ₂ : trazione semplice k ₂ : trazione eccentrica o singole parti di sezione ε ₁ : valore per trazione eccentrica o singole parti di sezione ε ₂ : valore per trazione eccentrica o singole parti di sezione	barre ad aderenti 0,8 1,6 flessione 0,5 1 1 1,00 1,00	Armatura compressa Ø _c : Diametro armatura compressa (C-C) _c : Passo armatura compressa C _c : Copriferro netto	20 mm 200 mm 76 mm
Soluzione elastica per sezione non fessurata		Tensioni nella sezione fessurata		Ampiezza fessure	
A _{sc} : Area armatura compressa A _{st} : Area armatura tesa α ₁ : E _s /E _c C ₁ : C ₁ +Ø ₁ /2 C ₂ : C ₂ +Ø ₂ /2 h ₁ : h-C ₁ -Ø ₁ /2 A ₀ : Area omogeneizzata di cis y ₀ : Distanza dell'asse neutro dal lembo teso I ₀ : Momento d'inerzia Ø _{inf} : Tensione cis fibra inferiore Ø _{sup} : Tensione cis fibra superiore σ _{max} : Maxima tensione nel cis M ₀ : Momento di fessurazione N ₀ : Sforzo normale corrispondente alla fessurazione	1571 mm ² 3142 mm ² 12,72 86 mm 86 mm 9914 mm 10055228 mm ² 4991,0 mm 8,5E+13 mm ⁴ 0,02 Mpa -0,02 Mpa 0,02 Mpa 49909,8 KNm 2 kN	a: MN A ₀ : α ₁ (A _{st} +A _{sc}) d ₀ : α ₁ (C ₂ A _{st} +h ₁ A ₀)/A ₀ I ₀ : α ₁ (C ₂ ³ A _{st} +h ₁ ³ A ₀)/A ₀ d ₀ ² e: a-h/2 c: e+d ₀ a ₂ : 3e a ₁ : 6A ₀ /b x: Profondità dell'asse neutro h _{c,eff} : Profondità dell'area effettiva tesa I: h ₁ ³ b ³ +h ₁ A ₀ (h ₁ -d ₀) ² Ø ₀ : e+x σ _c : Max tensione di compressione nel cis σ _{sc} : Max tensione di compressione nell'armatura σ _{st} : Max tensione di trazione nell'armatura	32250000 mm 59941 mm ² 6638 mm 1,3E+12 mm ⁴ 32245000 mm 32251638 mm 96735000 mm 1,2E+10 mm ² -7,7E+13 mm ³ 834,25 mm 215 mm 3,5E+12 mm ⁴ 32245634 mm 0,08 Mpa 0,9 Mpa 10,64 Mpa	S _{1,max} : Distanza massima tra le fessure ε _{sm} -ε _{cm} : Deformazione unitaria media delle barre P _{h,eff} : A ₀ /A _{0,eff} k _i : Fattore dipendente dalla durata del carico k ₁ : Coefficiente relativo alle barre k ₂ : Coefficiente relativo alla sollecitazione k ₃ : Coefficiente k ₄ : Coefficiente Ø: Diametro equivalente delle barre W _k : Max apertura delle fessure consentita W _d : Apertura delle fessure Fessurazione verificata	488 mm 3,04E-05 0,0148 0,4 0,8 0,5 3,400 0,425 20,00 mm 0,20 mm 0,015 mm
A _{c,eff} : Area effettiva di cis teso	211858 mm ²				
Sezione non fessurata					

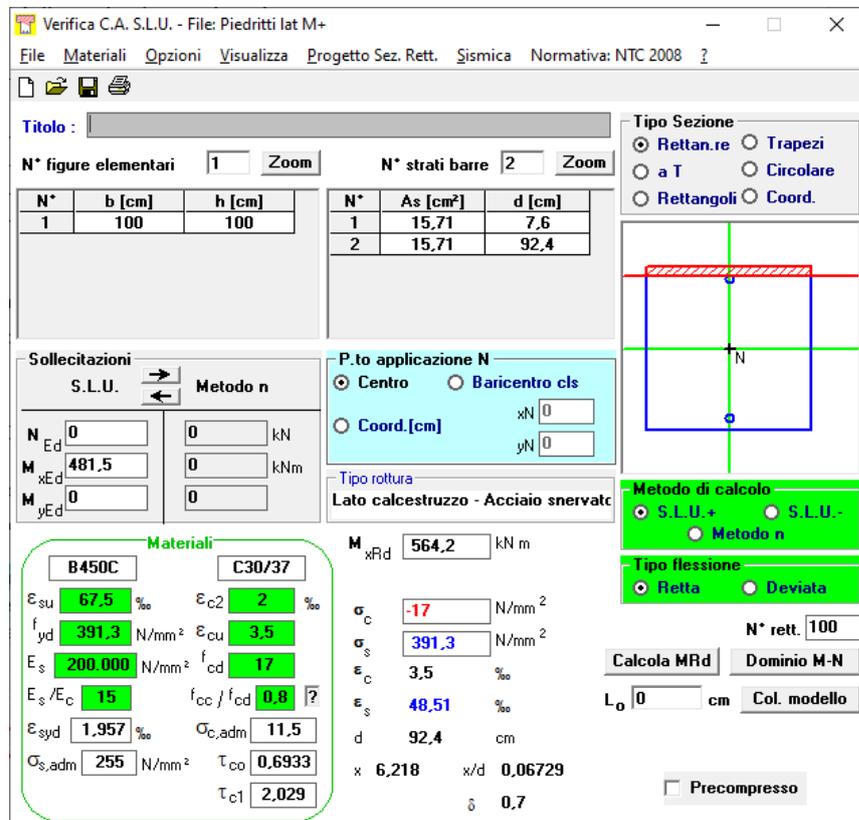
10.3 Verifica piedritti laterali (sp=100cm)

Armatura di base a flessione: $\phi 20/20\text{cm}$.

Armatura di infittimento paramento esterno, estremità inferiore: $\phi 20/20\text{cm}$.

Nessuna armatura a taglio.

10.3.1 Verifica SLU a flessione



Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15,71	7,6
			2	15,71	92,4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 481,5 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C30/37

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11,5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6933
	τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 564,2 kN m

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 48,51 ‰

d 92,4 cm
x 6,218 x/d 0,06729
 δ 0,7

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

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

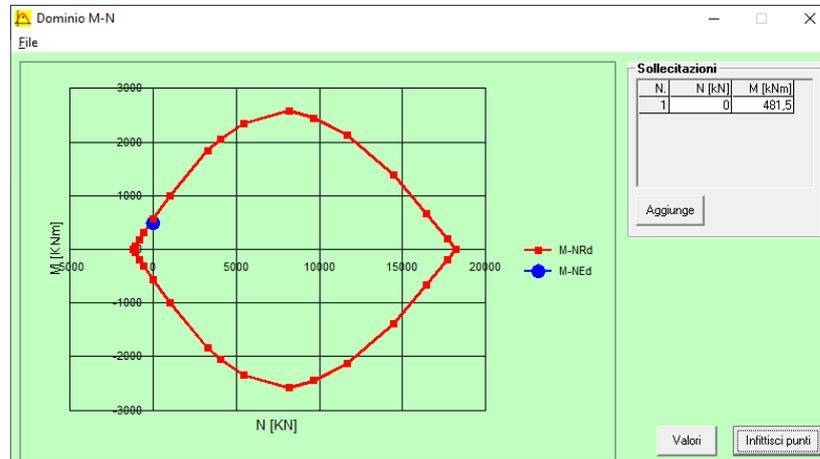
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



10.3.2 Verifica SLU a taglio

Sollecitazioni				
V_{Sd}	=	215,36	kN	taglio di calcolo
N_{Sd}	=	0	kN	sforzo normale di calcolo
Materiali				
Calcestruzzo				
R_{ck}	=	37	MPa	resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	=	30,7	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
α_{cc}	=	0,85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
γ_c	=	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
f_{cd}	=	17,40	MPa	resistenza di calcolo a compressione
Acciaio				
f_{yk}	=	450,00	MPa	tensione caratteristica di snervamento
γ_s	=	1,15		coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	=	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
Geometria				
b_w	=	1000	mm	larghezza minima sezione
H	=	1000	mm	altezza geometrica
c	=	76	mm	copriferro
d	=	924	mm	altezza utile
Verifica per elementi sprovvisti di armatura a taglio				
A_{sl}	=	1571	mm ²	armatura longitudinale TESA
A_c	=	1000000	mm ²	area sezione cls
k	=	1,47		≤ 2
σ_{cp}	=	0,0000	MPa	tensione media calcestruzzo $\leq 0,2f_{cd}$
ρ_1	=	0,17%	ok	rapporto geometrico di armatura longitudinale $\leq 0,02$
v_{min}	=	0,344		
V_{Rsd}	=	281,84	kN	
V_{Rcd}	=	317,87	kN	
V_{rd}	=	317,87	kN	taglio resistente
V_{Sd}	=	215,36	kN	taglio di calcolo
FS	=	1,48	ok	se > 1 verifica soddisfatta

10.3.3 Verifica SLE a fessurazione e alle tensioni

- Estermità inferiore piedritto

Geometria e carichi		Materiali		Armatura	
Descrizione	Valore	Descrizione	Valore	Descrizione	Valore
Carichi		Rck	37 MPa	Armatura tesa	
q: Durata del carico, ST per breve durata and LT lunga dura	LT	fck	31 MPa	φ ₁ : Diametro armatura livello 1	20 mm
Carichi permanenti		f _{tdim} : Resistenza media a trazione semplice	2,94 Mpa	(C-C) ₁ : Passo armature livello 1	100 mm
N: Sforzo normale lungo asse y, compressione positiva	0 kN	E _{cm} : Modulo elastico del cls	33019 Mpa	C ₁ : Copriferio netto livello 1	76 mm
M: Momento attorno all'asse x, sempre positivo	307 kNm	f _{yk} : Tensione caratteristica di snervamento	450 Mpa	φ ₂ : Diametro armatura livello 2	0 mm
		E _s : Modulo elastico acciaio	210000 Mpa	(C-C) ₂ : Passo armature livello 2	120 mm
Carichi termici		<u>Calcolo apertura fessure</u>		C ₂ : Copriferio netto livello 2	128 mm
N: Sforzo normale lungo asse y, compressione positiva	0 kN	k ₁	barre ad aderenti	φ ₃ : Diametro armatura livello 3	0 mm
M: Momento attorno all'asse x, sempre positivo	0 kNm	k ₁ : barre ad aderenza migliorata	0,8	(C-C) ₃ : Passo armature livello 3	100 mm
ε _{temp} : Deformazione relativa alla temperatura	0,00E+00	k ₁ : barre lisce	1,6	C ₃ : Copriferio netto livello 3	160 mm
Proprietà della sezione		k ₂ : flessione	0,5	Armatura compressa	
b: Base	1000 mm	k ₂ : trazione semplice	1	φ _c : Diametro armatura compressa	20 mm
h: Altezza ridotta	1000 mm	k ₃ : trazione eccentrica o singole parti di sezione	1	(C-C) _c : Passo armatura compressa	200 mm
h: Altezza	10000 mm	ε ₁ : valore per trazione eccentrica o singole parti di sezione	1,00	C _c : Copriferio netto	76 mm
		ε ₂ : valore per trazione eccentrica o singole parti di sezione	1,00		
Soluzione elastica per sezione non fessurata		Tensioni nella sezione fessurata		Apertura fessure	
Descrizione	Valore Unit	Descrizione	Valore	Descrizione	Valore
A _{sp} : Area armatura compressa	1571 mm ²	a: MN	30652000 mm	S _{1,max} : Distanza massima tra le fessure	488 mm
A _s : Area armatura tesa	3142 mm ²	A _{sp} : α(A _{sp} ·A _s)	59941 mm ²	ε _{sm} -ε _{cm} : Deformazione unitaria media delle barre	2,89E-05
α _g : E _s /E _c	12,72	d _g : α(C ₁ ·A _{sp} +h ₁ ·A _s)/A ₀	6638 mm	P _{rel} : A _s /A ₀ ·α _g	0,0148
c _{sp} : c ₁ +φ ₁ /2	86 mm	I _g : α(C ₁ ·I _{sp} +h ₁ ³ ·A _s)/A ₀ d _g ²	1,3E+12 mm ⁴	k ₁ : Fattore dipendente dalla durata del carico	0,4
t _{sp} : c ₁ +φ ₁ /2	86 mm	e: ah/2	30647000 mm	k ₁ : Coefficiente relativo alle barre	0,8
h _{sp} : h-c ₁ -φ ₁ /2	9914 mm	a ₁ : 6A _s /b	30653638 mm	k ₂ : Coefficiente relativo alla sollecitazione	0,5
A _g : Area omogeneizzata di cls	10055228 mm ²	a ₂ : 3e	91941000 mm	k ₃ : Coefficiente	3,400
y _c : Distanza dell'asse neutro dal lembo teso	4991,0 mm	a ₃ : 6A _s /b	1,1E+10 mm ²	k ₄ : Coefficiente	0,425
I _g : Momento d'inerzia	8,5E+13 mm ⁴	a ₄ : -6(I _g +A _g d _g)/b	-7,3E+13 mm ³	φ: Diametro equivalente delle barre	20,00 mm
σ _{top} : Tensione cls fibra inferiore	0,02 Mpa	x: Profondità dell'asse neutro	83426 mm	W _k : Max apertura delle fessure consentita	0,20 mm
σ _{top} : Tensione cls fibra superiore	-0,02 Mpa	h _{0,rel} : Profondità dell'area effettiva tesa	215 mm	W _d : Apertura delle fessure	0,014 mm
σ _{max} : Massima tensione nel cls	0,02 Mpa	I: h ₁ ³ ·b ³ +h ₁ ·A _s ·(h ₁ -d _g) ²	3,5E+12 mm ⁴	Fessurazione verificata	
M _{sp} : Momento di fessurazione	49909,9 kNm	e _g : e·x	30647834 mm		
N _{sp} : Sforzo normale corrispondente alla fessurazione	2 kN	c ₁ : Max tensione di compressione nel cls	0,07 Mpa		
A _{c,eff} : Area effettiva di cls teso	211858 mm ²	σ _{cs} : Max tensione di compressione nell'armatura	0,8 Mpa		
		σ _s : Max tensione di trazione nell'armatura	10,12 Mpa		
<u>Sezione non fessurata</u>					

10.4 Verifica piedritto centrale (sp=60cm)

Armatura a flessione: $\phi 20/20\text{cm}$.

Nessuna armatura a taglio.

10.4.1 Verifica SLU a sforzo normale

h	0,60 m
b	1,00 m
A_c	600000 mm ²
Arm sup	5 $\phi 20$
Arm inf	5 $\phi 20$
$A_{s,sup}$	1570,8 mm ²
$A_{s,inf}$	1570,8 mm ²
f_{cd}	17,4 Mpa
f_{yd}	391,3 Mpa
N_{Rd}	9581 KN
N_{Ed}	998 KN
Fs	9,6

10.4.2 Verifica SLU a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Piedritto centr M+

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

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15,71	7,6
			2	15,71	52,4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

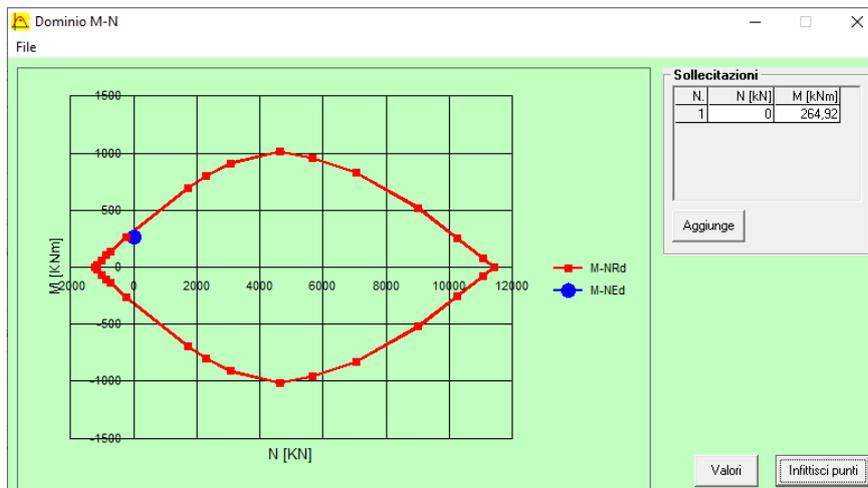
Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	17 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	11,5 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,6933
		τ _{c1}	2,029

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ



Verifica C.A. S.L.U. - File: Piedritto centr M-

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

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15,71	7,6
			2	15,71	52,4

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

Materiali	B450C	C30/37
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd} 17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co} 0,6933
		τ_{c1} 2,029

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

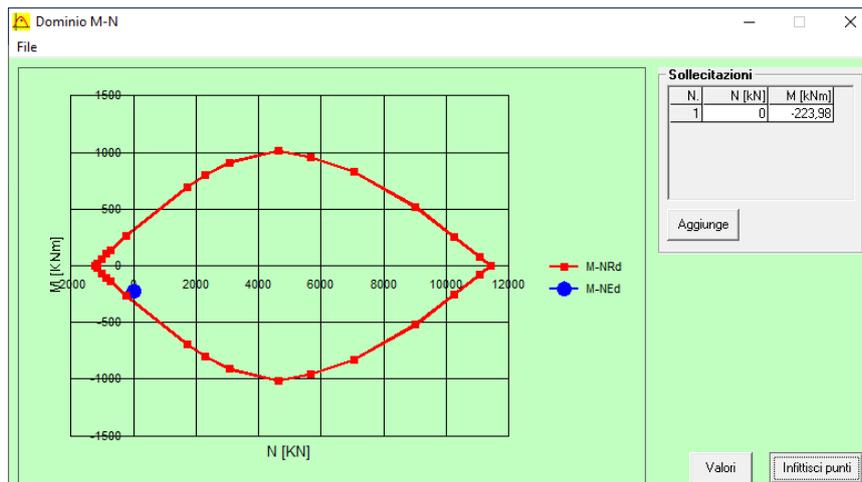
ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x w/d

δ



10.4.3 Verifica SLU a taglio

Sollecitazioni					
V_{Sd}	=	164,1	kN	taglio di calcolo	
N_{Sd}	=	0	kN	sforzo normale i calcolo	
Materiali					
Calcestruzzo					
R_{ck}	=	37	MPa	resistenza caratteristica cubica	
f_{ck}	=	30,7	MPa	resistenza caratteristica cilindrica	
α_{cc}	=	0,85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	
γ_c	=	1,5		coefficiente parziale di sicurezza	
f_{cd}	=	17,40	MPa	resistenza di calcolo a compressione	
Acciaio					
f_{yk}	=	450,00	MPa	tensione caratteristica di snervamento	
γ_s	=	1,15		coefficiente parziale di sicurezza	
f_{yd}	=	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo	
Geometria					
b_w	=	1000	mm	larghezza minima sezione	
H	=	600	mm	altezza geometrica	
c	=	76	mm	copriferro	
d	=	524	mm	altezza utile	
Verifica per elementi sprovvisti di armatura a taglio					
A_{sl}	=	1571	mm ²	armatura longitudinale TESA	
A_c	=	600000	mm ²	area sezione cls	
k	=	1,62		≤ 2	
σ_{cp}	=	0,0000	MPa	tensione media calcestruzzo $\leq 0,2f_{cd}$	
ρ_1	=	0,30%	ok	rapporto geometrico di armatura longitudinale $\leq 0,02$	
V_{min}	=	0,399			
V_{Rsd}	=	213,20	kN		
V_{Rcd}	=	209,14	kN		
V_{rd}	=	213,20	kN	taglio resistente	
V_{Sd}	=	164,1	kN	taglio di calcolo	
FS		1,30	ok	se > 1 verifica soddisfatta	

10.4.4 Verifica SLE a fessurazione e alle tensioni

Geometria e carichi		Materiali		Armatura	
Descrizione	Valore	Descrizione	Valore	Descrizione	Valore
Carichi		Rck	37 MPa	Armatura tesa	20 mm
ζ: Durata del carico, ST per breve durata and LT lunga durata	LT	fck	31 MPa	φ ₁ : Diametro armatura livello 1	200 mm
Carichi permanenti		f _{dm} : Resistenza media a trazione semplice	2,94 Mpa	(C-C) ₁ : Passo armature livello 1	76 mm
N: Sforzo normale lungo asse y, compressione positiva	0 kN	E _{cm} : Modulo elastico del cls	33019 Mpa	C ₁ : Copriferro netto livello 1	0 mm
M: Momento attorno all'asse x, sempre positivo	21 kNm	f _{yk} : Tensione caratteristica di snervamento	450 Mpa	φ ₂ : Diametro armatura livello 2	120 mm
		E _s : Modulo elastico acciaio	210000 Mpa	(C-C) ₂ : Passo armature livello 2	120 mm
Carichi termici		Calcolo apertura fessure		C ₂ : Copriferro netto livello 2	120 mm
N: Sforzo normale lungo asse y, compressione positiva	0 kN	k ₁	barre ad aderenti	φ ₃ : Diametro armatura livello 3	0 mm
M: Momento attorno all'asse x, sempre positivo	0 kNm	k ₁ : barre ad aderenza migliorata	0,8	(C-C) ₃ : Passo armature livello 3	100 mm
ε _{temp} : Deformazione relativa alla temperatura	0,00E+00	k ₁ : barre lisce	1,6	C ₃ : Copriferro netto livello 3	160 mm
Proprietà della sezione		k ₂ : flessione	0,5	Armatura compressa	20 mm
b: Base	1000 mm	k ₂ : trazione semplice	1	φ _c : Diametro armatura compressa	200 mm
h: Altezza ridotta	1000 mm	k ₂ : trazione eccentrica o singole parti di sezione	1	(C-C) _c : Passo armatura compressa	76 mm
h: Altezza	10000 mm	c ₁ : valore per trazione eccentrica o singole parti di sezione	1,00	C _c : Copriferro netto	76 mm
		ε ₂ : valore per trazione eccentrica o singole parti di sezione	1,00		
Soluzione elastica per sezione non fessurata		Tensioni nella sezione fessurata		Ampiezza fessure	
Descrizione	Valore Unit	Descrizione	Valore	Descrizione	Valore
A _{sc} : Area armatura compressa	1571 mm ²	a: MN	2119000 mm	S _{max} : Distanza massima tra le fessure	720 mm
A _{st} : Area armatura tesa	1571 mm ²	A ₀ : α(A _{st} +A _l)	39960 mm ²	ε _{dm} -ε _{dm} : Deformazione unitaria media delle barre	3,96E-06
α ₁ : E _s /E _c	12,72	d ₀ : α(C ₁ A _{st} +h ₀ A _l)/A ₀	5000 mm	ρ _{0,eff} : A _{st} /A _{0,eff}	0,0074
C ₁ : c ₁ +φ ₁ /2	86 mm	l ₀ : α(C ₁ ² A _{st} +h ₀ ² A _l)-A ₀ d ₀ ²	9,6E+11 mm ⁴	k ₁ : Fattore dipendente dalla durata del carico	0,4
C ₂ : c ₂ +φ ₂ /2	86 mm	e: a-h/2	2114000 mm	k ₁ : Coefficiente relativo alle barre	0,8
h ₀ : h-c-φ/2	9914 mm	a ₂ : 3e	6342000 mm	k ₂ : Coefficiente relativo alla sollecitazione	0,5
A ₀ : Area omogeneizzata di cls	10036819 mm ²	a ₀ : 6A ₀ /b	5,1E+08 mm ²	k ₃ : Coefficiente	3,400
Y _c : Distanza dell'asse neutro dal lembo teso	5000,0 mm	a ₀ : -6(l ₀ +A ₀ d ₀)/b	-2,5E+12 mm ³	k ₄ : Coefficiente	0,425
I ₀ : Momento d'inerzia	8,4E+13 mm ⁴	x: Profondità dell'asse neutro	594,79 mm	φ: Diametro equivalente delle barre	20,00 mm
σ _{0,eff} : Tensione cls fibra in fibrore	0,00 Mpa	h _{c,eff} : Profondità dell'area effettiva tesa	215 mm	W _k : Max apertura delle fessure consentita	0,20 mm
σ _{0,pr} : Tensione cls fibra superiore	0,00 Mpa	I: h _c ³ b ³ +h ₀ ³ (h _c -d ₀) ³	1,8E+12 mm ⁴	W _k : Max apertura delle fessure consentita	0,20 mm
σ _{0,max} : Massima tensione nel cls	0,00 Mpa	φ ₀ : e+x	2114595 mm	W _k : Max apertura delle fessure consentita	0,20 mm
M _{0,pr} : Momento di fessurazione	49595,6 kNm	c ₀ : Max tensione di compressione nel cls	0,01 Mpa	W _k : Max apertura delle fessure consentita	0,20 mm
N _{0,pr} : Sforzo normale corrispondente alla fessurazione	23 kN	σ _{0,c} : Max tensione di compressione nell'armatura	0,1 Mpa	W _k : Max apertura delle fessure consentita	0,20 mm
A _{0,eff} : Area effettiva di cls teso	213429 mm ²	σ _{0,t} : Max tensione di trazione nell'armatura	1,38 Mpa	W _k : Max apertura delle fessure consentita	0,20 mm
Sezione non fessurata		σ _{0,t} : Max tensione di trazione nell'armatura	1,38 Mpa	W _k : Max apertura delle fessure consentita	0,20 mm

10.5 Tabella riepilogativa incidenza ferri

	sp (cm)	i (Kg/m ³)
Soletta inferiore	100	100
Soletta superiore	100	100
Piedritti sp=60cm	60	100
Piedritti sp=100cm	100	90

(per il quantitativo di armatura secondaria si considera il minimo di normativa pari allo 0,2% dell'area di calcestruzzo)

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1 Carico limite

Si riporta di seguito la verifica a carico limite per la combinazione più gravosa che considera i sovraccarichi accidentali maggiori (relativi al carico ferroviario).

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
ENV_SLU	Combination	Max	19,5	0,0	2684,6	0,0	246,3	0,0
ENV_SLU	Combination	Min	-163,8	0,0	2601,1	0,0	-462,9	0,0
ENV_SLV	Combination	Max	390,9	0,0	1821,1	0,0	131,5	0,0
ENV_SLV	Combination	Min	-353,9	0,0	1528,5	0,0	-2066,7	0,0

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	61 di 68

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

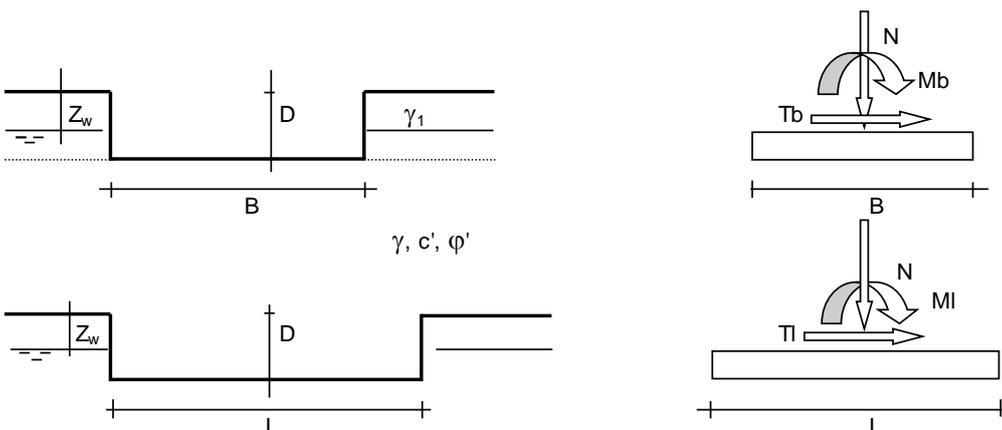
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

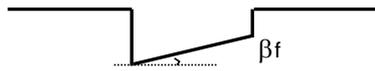


(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 16,40 (m)
L = 1,00 (m)
D = 6,50 (m)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	62 di 68



$$\beta_f = 0,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$



$$\beta_p = 0,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1528,50		1528,50
Mb [kNm]	2066,70		2066,70
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	353,90		353,90
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	353,90	0,00	353,90

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,00 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 19,00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 28,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 28,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 8,00 \text{ (m)}$$

$$e_B = 1,35 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0,00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 13,70 \text{ (m)}$$

$$L^* = 1,00 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 123,50 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9,91 \text{ (kN/mc)}$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 14,72$$

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

$$N_c = 25,80$$

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

$$N_y = 16,72$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	63 di 68

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,04$$

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

$$s_q = 1,04$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,97$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,93$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,07$$

$$m = 1,93 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

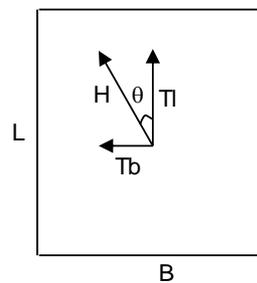
$$i_q = 0,60$$

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

$$i_c = 0,57$$

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

$$i_\gamma = 0,46$$



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

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

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

$$d_q = 1,42$$

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

$$d_c = 1,46$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	64 di 68

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1654,49 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 111,60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 719,34 \geq q = 111,60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 353,90 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 812,72 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 738,84 \geq H_d = 353,90 \quad (\text{kN})$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

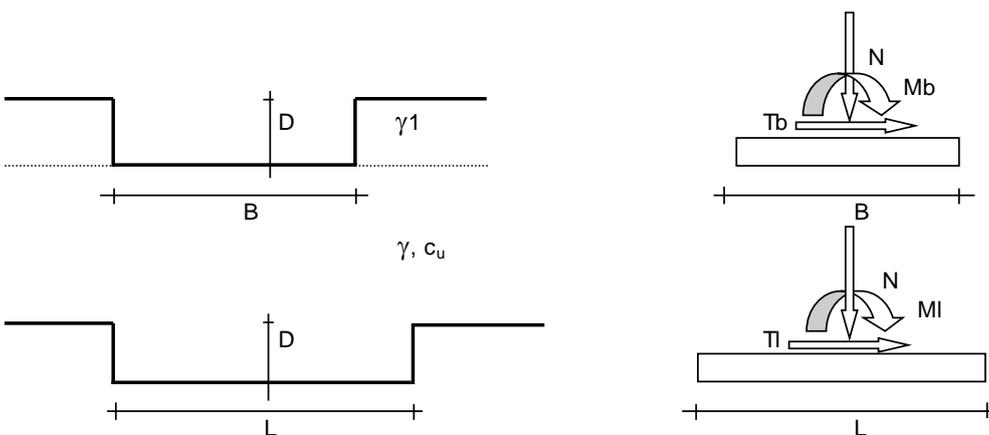
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,40	1,80
	SISMA	○	1,00	1,00	1,40	1,80
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	2,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	2,30
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista	●	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 16,40 (m)
L = 1,00 (m)
D = 6,50 (m)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	66 di 68



$$\beta_f = 0,00 \quad (^\circ)$$



$$\beta_p = 0,00 \quad (^\circ)$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1528,50	0,00	1528,50
Mb [kNm]	2066,70	0,00	2066,70
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	353,90	0,00	353,90
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	353,90	0,00	353,90

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 1,35 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 13,70 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 123,50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,01$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FA 01 F0 001	A	67 di 68

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,93$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,07$$

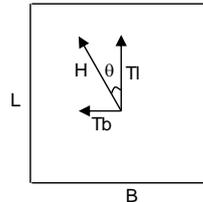
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1,93$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0,81$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,57$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 452,78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 111,60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 196,86 \geq q = 111,60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 353,90 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 684,79 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

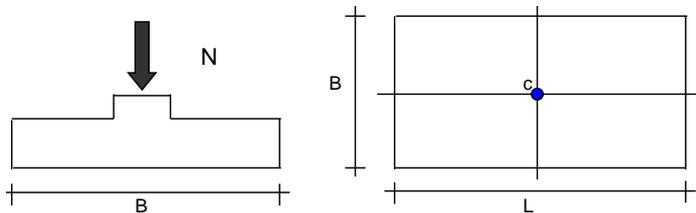
$$S_d / \gamma_R = 622,54 \geq H_d = 353,90 \quad (\text{kN})$$

11.2 Valutazione dei cedimenti

La pressione netta agente per la combinazione rara risulta pari 116,36 kPa. Il cedimento risultante è pari a 1.66cm:

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis: 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = (((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5})$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$

DATI DI INPUT:

- B = 16,50 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 1,00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 1920 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 116,36 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 1 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	ppellaccio coesivo argilloso limoso	7,00	0,0	7,0	1,0	10000	0,30	1,66
-		4,00	0,0	0,0	2,0	80000	0,25	-
-		10,00	0,0	0,0	1,0	100000	0,30	-
-		60,00	0,0	0,0	1,0	90000	0,25	-
-		0,00	0,0	0,0	1,0	0	0,00	-
-		0,00	0,0	0,0	1,0	0	0,00	-

$$\delta_{ctot} = 1,66 \text{ (cm)}$$