

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

Opere di sostegno di linea

RI06: Muro di sostegno MU13

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 26 CL MU1300 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Gen-2020	M.Salleolini 	Gen-2020	A.Barreca 	Gen-2020	F.Sacchi Apr-2020
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Feb-2020	M.Salleolini 	Feb-2020	A.Barreca 	Feb-2020	 UO INFRASTRUTTURE NORD Sezione di Direzione e Controllo di Linea Caltanissetta - 10/01/2020
C	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Apr-2020	M.Salleolini 	Apr-2020	A.Barreca 	Apr-2020	

File: RS3T.3.0.D.26.CL.MU.13.0.0.001.C

n. Elab.: 26_328

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

INDICE

1.	PREMESSA.....	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
4.	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	9
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
5.1	CALCESTRUZZO.....	10
5.2	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C.....	12
6.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	13
7.	CRITERI DI VERIFICA – MURO DI SOSTEGNO.....	15
7.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE.....	15
7.1.1	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	17
7.1.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	18
7.1.3	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE.....	18
7.1.4	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE.....	18
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE.....	19
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE).....	21
7.3.1	SPOSTAMENTI ATTESI IN CAMPO SLE.....	22
7.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLU.....	22
7.4.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	23
7.4.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE.....	23
7.4.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO.....	23
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI (SLE).....	26
7.5.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI.....	26
7.5.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	27
8.	ANALISI DEI CARICHI.....	29
8.1	PESI PROPRI.....	29

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

8.2	CARICHI PERMANENTI	30
8.2.1	SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA.....	30
8.2.2	PARAPETTO METALLICO.....	30
8.2.3	SPINTA DEL TERRENO	30
8.3	CARICHI VARIABILI	32
8.3.1	CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	32
8.3.2	VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER OPERE MINORI SOTTOBINARIO: CARICO EQUIVALENTE.....	33
8.4	VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA	36
8.4.1	VITA NOMINALE.....	36
8.4.2	CLASSE D'USO.....	36
8.4.3	PERIODO DI RIFERIMENTO.....	36
8.4.4	PARAMETRI SISMICI.....	36
8.5	COMBINAZIONI DI CARICO	40
9.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO "TIPO 3".....	43
9.1	DATI DI INPUT	43
9.1.1	FORZE VERTICALI E INERZIALI.....	47
9.1.2	SPINTE IN CONDIZIONE STATICA	49
9.1.3	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +.....	50
9.1.4	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -.....	51
9.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	52
9.2.1	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE.....	52
9.2.2	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE.....	54
9.2.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE.....	58
9.2.4	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE – C. NON DRENATE.....	62
9.2.5	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE – C. NON DRENATE.....	64

9.2.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE	68
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI	72
9.3.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	72
9.3.2	VERIFICHE SLU	74
9.3.3	VERIFICHE SLE TENSIONE	76
9.3.4	VERIFICHE SLE FESSURAZIONE	77
9.3.5	CALCOLO INCIDENZA ARMATURA	78
10.	MODELLO $H_{MAX}=4.40M$	79
10.1	MODELLAZIONE ADOTTATA	79
10.2	ANALISI DEI CARICHI	81
10.2.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	81
10.2.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI	81
10.2.3	BALLAST	82
10.2.4	SPINTA ORIZZONTALE DOVUTA AL BALLAST	82
10.2.5	SPINTA DEL TERRENO E DELL'ACQUA	84
10.2.6	SOVRACCARICO FERROVIARIO SU SOLETTA INFERIORE	86
10.2.7	INCREMENTO DI SPINTA DOVUTA AL CARICO ACCIDENTALE	87
10.2.8	AZIONE SISMICA	88
10.3	COMBINAZIONI DI CALCOLO	91
10.4	RISULTATI E VERIFICHE	95
10.4.1	VERIFICA PIEDRITTO $S=0.8M$	98
10.4.2	VERIFICA PIEDRITTO $S=1.2M$	107
10.4.3	VERIFICA SOLETTA INFERIORE	116

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

1. **PREMESSA**

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo, nuovo collegamento Palermo-Catania tratta Lercara Dir. – Caltanissetta Xirbi (Lotto 3).

Il presente documento riguarda il dimensionamento dei muri ad U della RI06 inquadrata all'interno dei lavori di costruzione della Direttrice Ferroviaria Messina – Catania – Palermo nuovo collegamento ferroviario Palermo-Catania, tratta Lercara dir. – Caltanissetta Xirbi (lotto 3).

In particolare sono state analizzate le due sezioni tipologiche presenti.

La prima è caratterizzata da un'altezza massima di 8.82 m, lo spessore dei piedritti allo spiccato è pari a 1.20 m e la soletta di fondo ha spessore di 1.30 m.

In particolare si sviluppa dalla progressiva chilometrica 17+950 alla 18+036 per uno sviluppo complessivo di 87 m circa. In Figura 1-1 si riporta la sezione del muro MU13, che presenta una altezza massima (distanza p.c. – estradosso soletta) di 9.45 m, lo spessore dei piedritti allo spiccato è pari a 1.20 m e la soletta di fondo ha spessore di 1.30 m.

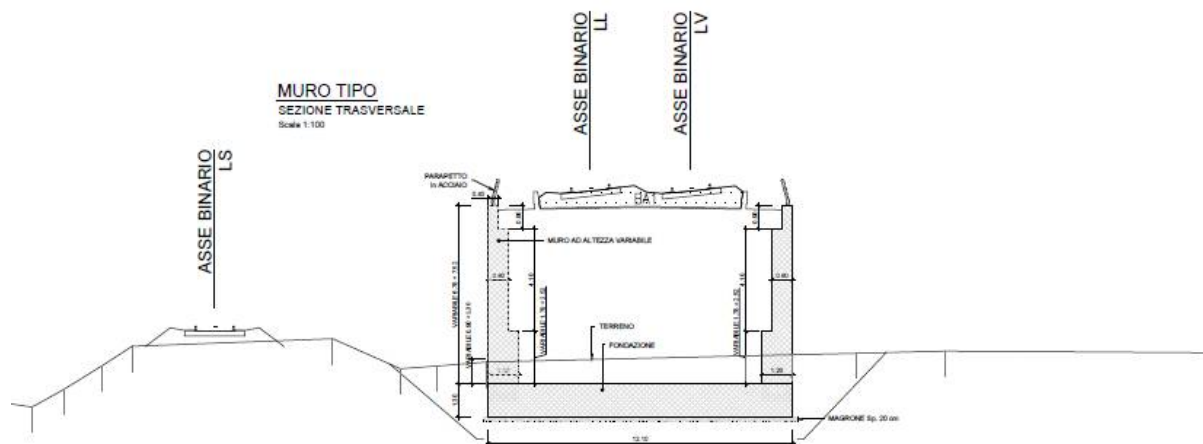


Figura 1-1 – Sezione MU13.

In accordo con la Normativa vigente, al fine di valutare i parametri di azione sismica dell'area, si utilizzano le seguenti coordinate: lat = 37.68944 e long. = 13.85502.

Si riporta inoltre di seguito in figura la posizione geografica dell'opera in esame.



Figura 1-2. Posizione Geografica del tratto interessato: RI06

Nel seguito si mostrano le principali verifiche strutturali e geotecniche delle opere di sostegno provvisorie secondo normativa NTC2018.

L'altezza del muro di sostegno a mensola è variabile da 7.00 m a 7.50 m con lo sviluppo dell'opera stessa, con spessore del paramento in testa di 0.4m, spessore della soletta di fondazione pari a 1.2m e larghezza della stessa di 9.00m.

Si individua la tipologia di muri di sostegno le cui caratteristiche sono di seguito riassunte:

- muro "tipo 3" per altezze di paramento superiori a 6.00 metri la fondazione del muro è diretta ed è caratterizzata da una lunghezza di 9.00 m e spessore 1.20 m. Il ricoprimento sopra la zattera di valle è pari ad almeno 20 cm. L'altezza del paramento massima è pari a 7.50 m (Figura 1-3).

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	7 di 127

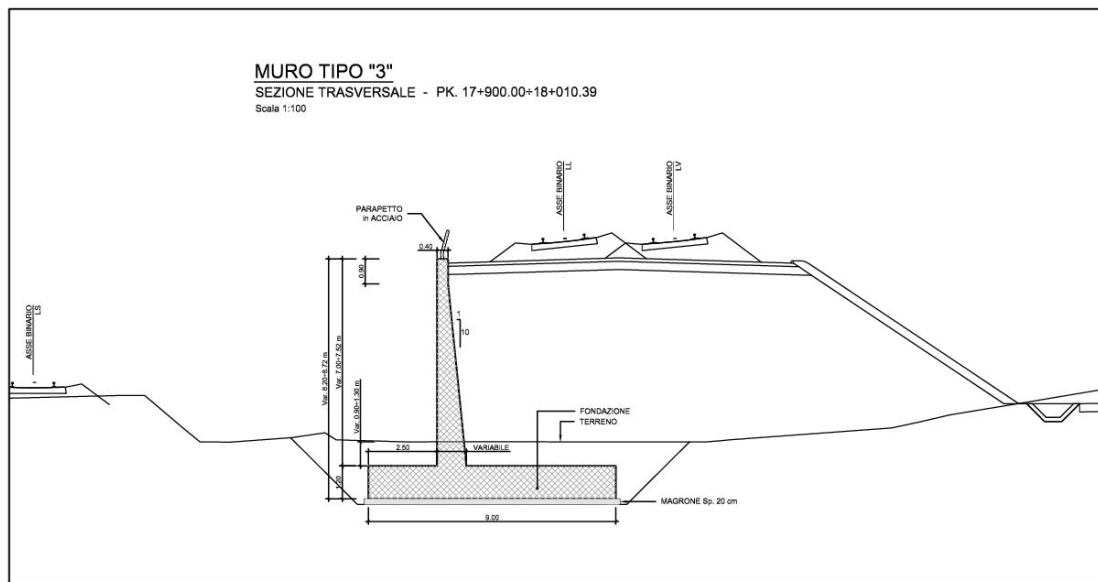


Figura 1-3 – RI05: Muro di sostegno in sx MU03 – Sezione trasversale muro tipo 3.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C	FOGLIO 8 di 127

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

3. **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Vengono presi a riferimento i seguenti elaborati grafici progettuali di pertinenza:

RS3T.3.0.D.26.P9.MU.13.0.0.001: "Opere di sostegno di linea – RI06: Muro ad U MU13 – Piante, prospetti e sezioni"

RS3T.3.0.D.26.TT.OC.00.0.0.006: "Opere civili – Elaborati generali OO. CC. – Tabella incidenze armature Opere Civili – Lotto 3a"

RS3T.3.0.D.26.GE.GE.00.0.0.001: "Geotecnica – Elaborati generali – Relazione geotecnica generale - opere all'aperto – Lotto 3a"

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

4. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

N (Newton)	unità di forza
m (metro)	unità di lunghezza
kg (kilogrammo-massa)	unità di massa
s (secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate **kN**

(kiloNewton)	103N
MN (megaNewton)	106N
kgf (kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
cm (centimetro)	10 ⁻² m
mm (millimetro)	10 ⁻³ m
Pa (Pascal)	1 N/m ²
kPa (kiloPascal)	103 N/m ²
MPa (megaPascal)	106 N/m ²
N/m ³	(peso specifico)
g (accelerazione di gravità)	~9.81 m/s ²

corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ (gamma) peso dell'unità di volume (kN/m³)

σ (sigma) tensione normale (N/mm²)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

τ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm ²)	
ε (epsilon)	deformazione	(m/m)	-
ϕ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)	

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

5.1 CALCESTRUZZO

- Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno

Classe di resistenza = C32/40;

Rck = resistenza cubica = 40 N/mm²;

fck = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 Rck = 33.20 N/ mm²;

fcm = resistenza cilindrica media = fck + 8 = 41.20 N/ mm²;

fcd = acc fck/ γ_c = 18,81 N/mm²;

fctm = resistenza a trazione media = 0.30 x fck^{2/3} = 3.10 N/ mm²;

fcfm = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 x fctm = 3.72 N/ mm²;

fckf = resistenza a traz. per flessione carati. = 0.70 x fcfm = 2.60 N/ mm²;

Ecm = modulo elast. tra 0 e 0.40fcm = 22000 x (fcm/10)^{0.3} = 33642.78 N/ mm²;

Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;

Classe di esposizione XC4

Copriferro minimo cmin= 50 mm

Condizioni ambientali: aggressive

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA												
RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3T</td> <td>30 D 26</td> <td>CL</td> <td>MU13 0 0 001</td> <td>C</td> <td>11 di 127</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	11 di 127
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	11 di 127								

CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC 2018

- Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno – muro tipo 3

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	24	[mm]
Diametro staffe:	14	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]
Tolleranza di posa:	10	[mm]
Copriferro staffe:		
Copriferro minimo cmin:	40	[mm]
Copriferro nominale Netto Staffe:	50	[mm]
Copriferro barre longitudinali:		
Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	78	[mm]
Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale:	90	[mm]

5.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{v \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm ²

Tabella 5-1 Tensioni caratteristiche acciaio.

E deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{v \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_v/f_{v \text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Tabella 5-2 Requisiti acciaio.

Inoltre si ha:

- $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\phi$

Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU ($\gamma_s=1.15$):

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

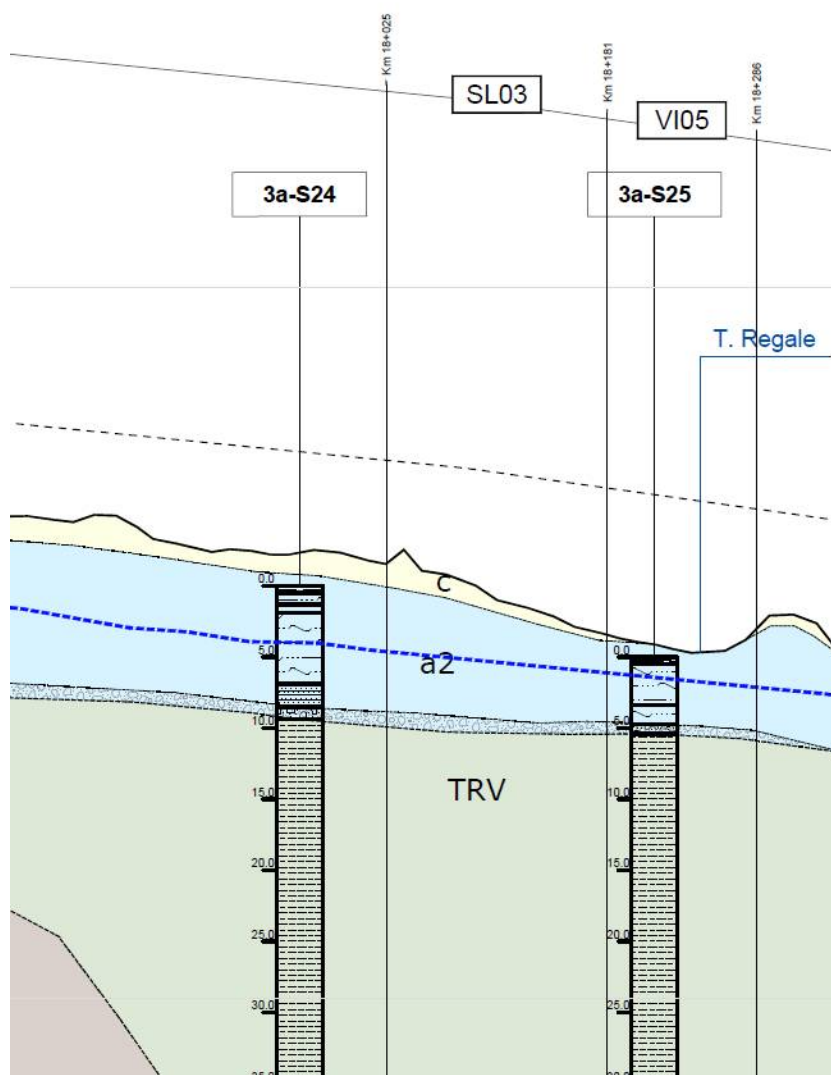
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \quad 391.3 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s \quad 0.186\%$

6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel tratto in esame la stratigrafia è costituita da:

- Coltre detritico-colluviale e/o eluvio-colluviale: Argille limose e sabbiose localmente sabbie limose (C)
- Depositivi alluvionali: limi e limi argillosi con subordinate sabbie limose (a2)
- Depositivi alluvionali: ghiaie, sabbie, sabbie limose (a)
- Formazione Terravecchia: argille limose e argille marnose (TRV)

come è possibile osservare dal seguente stralcio del profilo geotecnico di linea.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

In particolare il terreno spingente è costituito dal rilevato ferroviario mentre in corrispondenza della soletta inferiore è presente l'unità geotecnica a2.

In accordo con quanto riportato nella relazione geotecnica, alla quale si rimanda per qualsiasi approfondimento, per l'unità geotecnica a2 stati considerati i seguenti parametri meccanici:

U.G.	γ	c'	ϕ'	E
[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
a2	19	10	25	100
Falda a -4 m da p.c.				

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

7. CRITERI DI VERIFICA – MURO DI SOSTEGNO

7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i **muri di sostegno su fondazione diretta** si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio di fogli di calcolo nei quali vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme ai parametri di resistenza geotecnica.

Per ogni tipologia di muro di sostegno studiata, si è verificato che le caratteristiche geometriche siano tali che il muro possa essere considerato a mensola con suola lunga (vedere Figura 7-1), così come previsto al §3.10.3.3. del Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 C).

Si è considerato, pertanto, che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale cd, assunto come il paramento virtuale del muro.

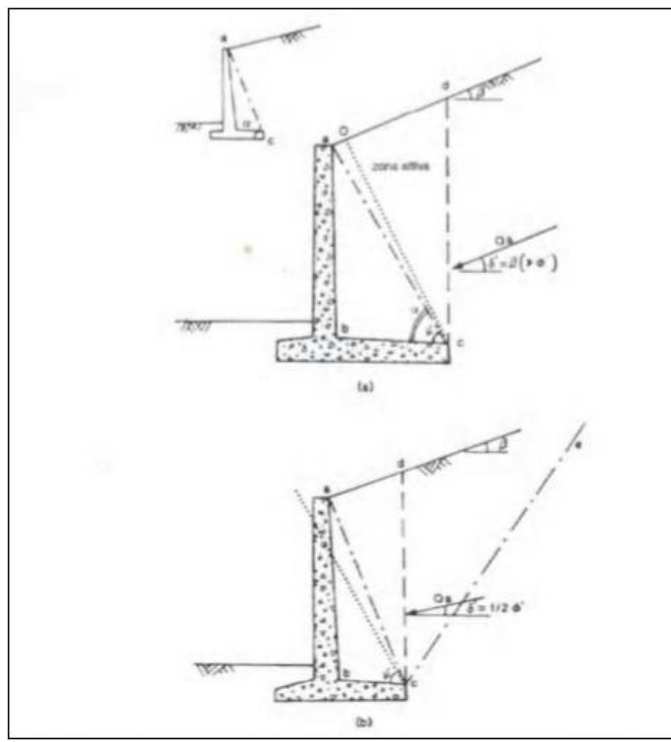


Figura 7-1 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad $1/3$ dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si potrà assumere $\delta = \varphi'$.

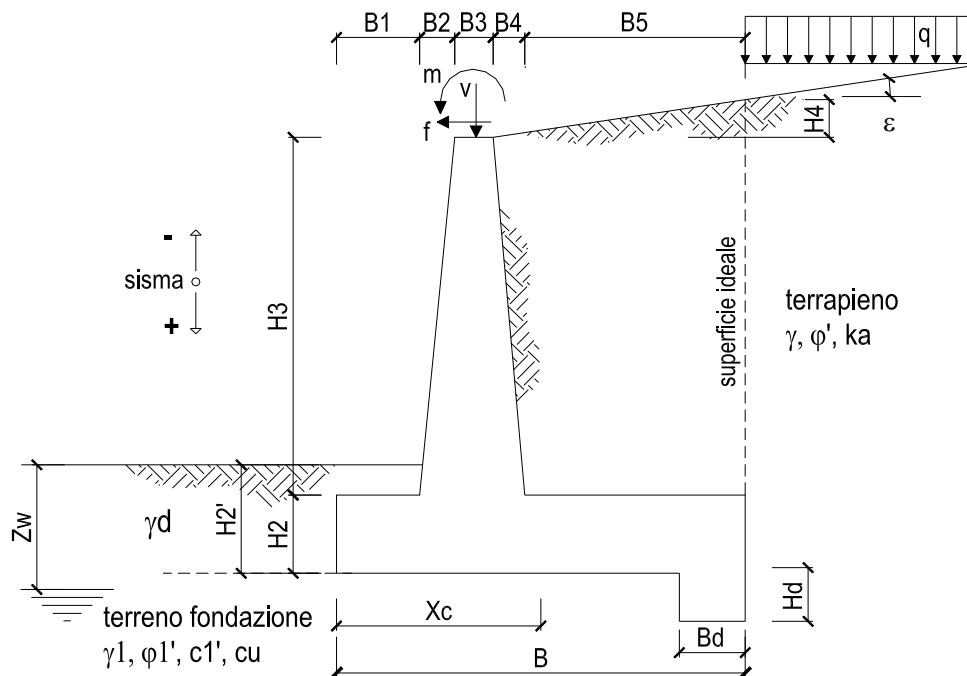
Il terreno al di sopra della suola (abcd) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Nel nostro caso l'angolo di attrito fondazione-terreno nelle verifiche a scorrimento è pari a

$$\varphi'_{cv} = \arctan (\tan \varphi')$$

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



7.1.1 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica dell'equilibrio allo stato limite di scorrimento viene condotta confrontando l'azione resistente R_h , pari al prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente d'attrito con l'azione instabilizzante, pari alla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze agenti sul muro.

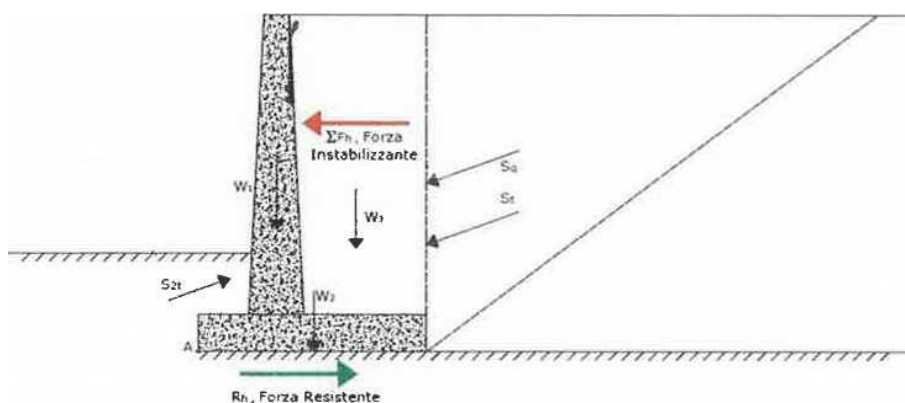


Figura 7-2 – Verifica a scorrimento.

In condizioni sismiche, ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ad un sisma agente da monte verso valle del muro, in direzione orizzontale, dal basso verso l'alto e dall'alto verso il basso, in direzione verticale.

7.1.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

L'equilibrio allo stato limite è condotto confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

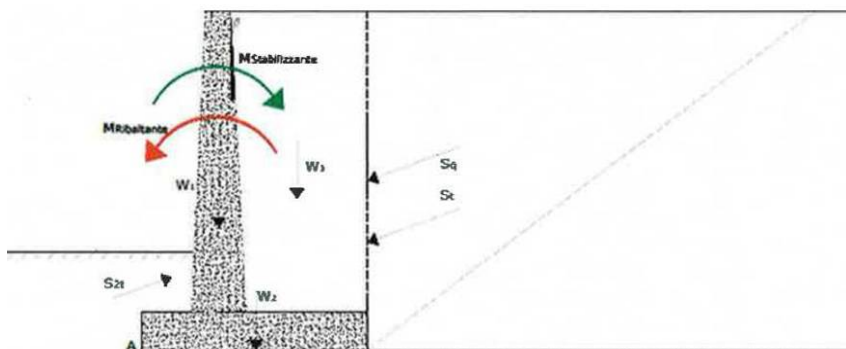


Figura 7-3- Verifica a ribaltamento.

7.1.3 VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) integrata dai coefficienti sismici di Paolucci e Pecker (1995), di seguito riportata:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + 0.5 \gamma B N_s s_y d_y i_y b_y g_y z_y$$

$$F_s = q_{lim} / q_{es}$$

con $q_{es} = N / (B \cdot L')$ la pressione dovuta al carico verticale.

7.1.4 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S, si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell' effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D "Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h" e relativi allegati.

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l'esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l'effettivo andamento delle deformazioni.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

7.3.1 SPOSTAMENTI ATTESI IN CAMPO SLE

Gli spostamenti attesi in campo SLE dell'opera di sostegno, con le impostazioni di calcolo assunte (spinta attiva) sono di esigua entità, dell'ordine dei millimetri. Lo spostamento necessario per sviluppare lo stato limite di spinta attiva è legato anche al tipo di cinematismo della parete. Per terreni non coesivi con grado di addensamento medio - alto l'EC7 da spostamenti del seguente ordine di grandezza:

- Rotazione intorno alla sommità 0.002H
- Rotazione intorno alla base 0.005H
- Moto di traslazione 0.001H

In cui H è l'altezza del paramento del muro. Altri valori di riferimento sono stati ottenuti da Terzaghi.

Infine, un'altra fonte presa a riferimento è quella del NAFVAC 7.02 (DESIGN MANUAL). La figura riportata nel suddetto manuale mostra anche la curva di sviluppo della spinta in funzione dello spostamento. Anche in questo caso, per sabbia media, risulta ragionevole assumere uno spostamento atteso dell'ordine di 0.001H.

Gli spostamenti dei muri in progetto, quindi, in funzione dell'altezza massima del paramento risultano dell'ordine di pochi cm. Non si riscontrano quindi criticità sulle strutture presenti a monte del muro stesso, in quanto, vista la loro distanza dalla testa del paramento, non subiranno influenze significative.

Per quanto riguarda le distorsioni del muro, l'opera di sostegno risulta lineare in pianta e caricata in modo simmetrico a monte. Non verranno quindi a manifestarsi spinte dissimmetriche che possano generare distorsioni.

7.4 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

7.4.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

7.4.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

7.4.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm;}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

A_{s1} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cW} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione di carico caratteristica (rara);

$\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione di carico quasi permanente;

$\sigma_s < 0.75 f_k$ per combinazione di carico caratteristica (rara).

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C	FOGLIO 25 di 127

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano ordinarie e aggressive, rispettivamente per la zattera di fondazione e per il paramento verticale, e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$w_1 = 0.2$ mm per condizioni ambientali aggressive (comb. Frequente e quasi permanente);

$w_2 = 0.3$ mm per condizioni ambientali ordinarie (comb. Frequente e quasi permanente).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

7.5 VERIFICHE STRUTTURALI (SLE)

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

7.5.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili"

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 $0,75 f_{yk}$.

Per il caso in esame risulta in particolare :

- Muro di sostegno:

CALCESTRUZZO

$$\sigma_{cmax\ QP} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{13.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax\ R} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{18.26} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

$$\sigma_{s\ max} = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{337.5} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

7.5.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. 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:

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

Tabella 7-1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Risultando:

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

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

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

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 2 – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

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)

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

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C	FOGLIO 28 di 127

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto " C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

8. ANALISI DEI CARICHI

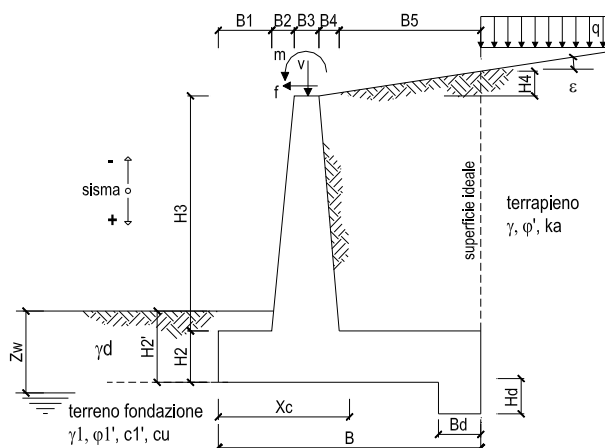
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

8.1 PESI PROPRI

Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.66	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	9.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	6.14	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	4.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Figura 8-1 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno con fondazione diretta – tipo 3.

8.2 CARICHI PERMANENTI

8.2.1 SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA

Il manuale di progettazione ove non si eseguano valutazioni più dettagliate prevede per la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata e dell'armamento (sovrastuttura ferroviaria) che potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, un peso di volume pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$ applicato sull'impronta del ballast, per una altezza media fra il piano del ferro (P.F.) e l'estradosso del sub-ballast pari a $0,80 \text{ m}$ (al carico è stato poi applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a $1,5$).

$$p = 18,0 \text{ kN/m}^3 \times 0,80 \text{ m} = 14,40 \text{ kPa}$$

8.2.2 PARAPETTO METALLICO

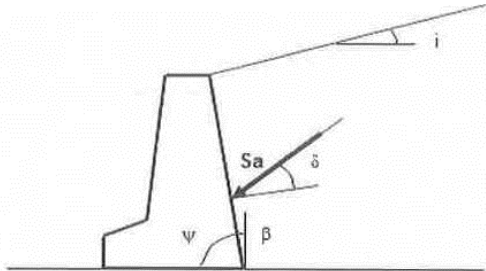
Per il parapetto metallico si considerano le seguenti azioni agenti sul muro:

$$V_{\text{parapetto}} = 1,00 \text{ kN/m}$$

8.2.3 SPINTA DEL TERRENO

A tergo del muro agisce la spinta del terreno del rilevato.

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva k_a .



$$\text{per } i \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - i - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + i)}} \right]^2}$$

$$\text{per } i > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \text{sen}(\varphi' + i - \theta)}{\text{sen}(\psi + i) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Figura 8-2 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si assumerà $\delta = \varphi'$.

Dati Geotecnici			<i>valori caratteristici</i>	<i>valori di progetto</i>	
			SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapien	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38,00	38,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0,00	0,00

Figura 8-3 – Dati geotecnici

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

8.3 CARICHI VARIABILI

8.3.1 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Le azioni variabili su opere di sostegno sono definite dal par. 3.5.2.3.4 del Manuale di progettazione Parte II – Sezione 3 Corpo Stradale.

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il carico verticale dovuto al treno di carico SW2 uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano campagna. Il treno di carico SW2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Il treno di carico SW2 è schematizzato nella figura seguente.

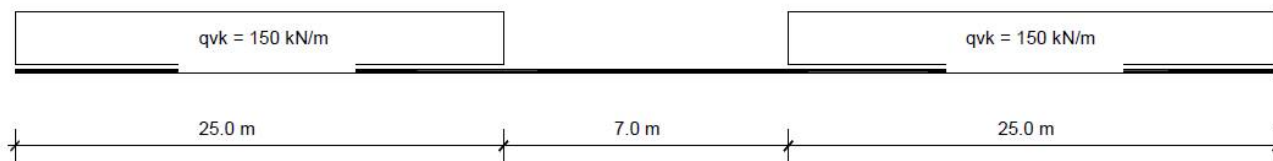


Figura 8-4 – Treno di carico SW2.

Per la ripartizione si considera

- $B_t = 2.40 \text{ m} + 2 \times 0.40 \text{ m} = 2.60 \text{ m}$

I carichi verticali sono definiti per mezzo dei modelli di carico elencati nella seguente tabella. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente α che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Figura 8-5 – Coefficienti α per modelli di carico.

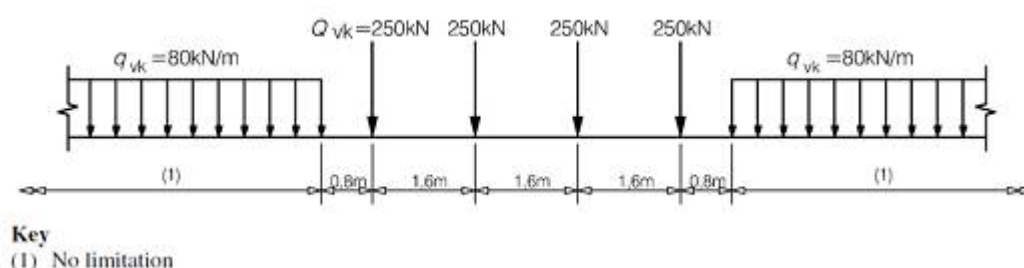
Il valore considerato di carico distribuito in corrispondenza della zona sopra la soletta, risulta dunque:

$$Q = 150 \text{ kN} \quad q_{var} = (150/2.60) \cdot 1.0 = 57.69 \text{ kN/m}^2$$

Di seguito, si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che le opere appartenenti alla tratta in esame sono idonee a sostenere tale carico.

8.3.2 VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER OPERE MINORI SOTTOBINARIO: CARICO EQUIVALENTE

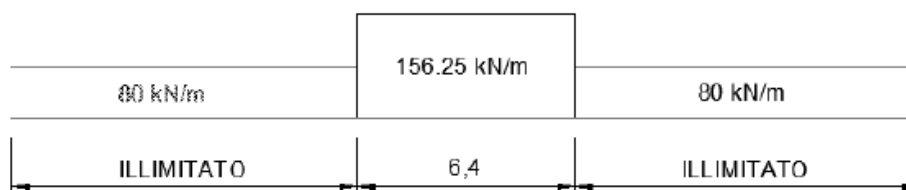
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

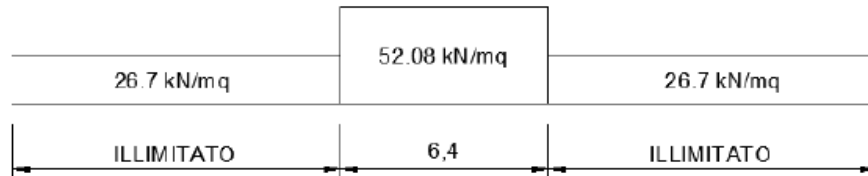
Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \cdot 250}{4 \cdot 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C



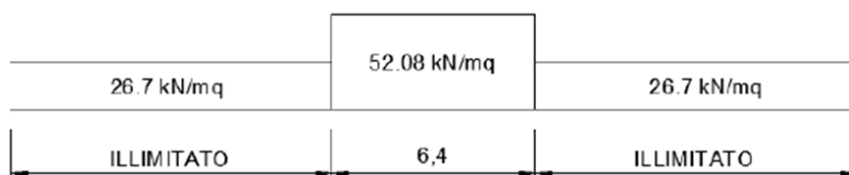
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospeso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospeso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2-P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci per cui, alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C	FOGLIO 35 di 127

Considerando la ripartizione dei carichi attraverso il sottostante rilevato fino alla quota della testa dell'opera di sostegno con un angolo pari all'angolo di attrito interno del terreno (38°) si ottiene un carico in corrispondenza del piano orizzontale alla quota della testa dell'opera di sostegno pari a:

$$q_{\text{var}} = (52.08 \text{ kN/m}^2 \times 3.0\text{m}) / (3.0\text{m}) = 52.08 \text{ kN/m}^2$$

Ai fini delle verifiche del carico equivalente si considera, in tutte le relazioni di calcolo specifiche, a favore di sicurezza, il carico equivalente SW2 pari a 57.7 kN/m² a vantaggio di sicurezza rispetto ai 52.08 kN/m² calcolati con riferimento alle STI.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

8.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

8.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2) Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

8.4.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

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

Il coefficiente d'uso è pari a 1.50.

8.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u .

Pertanto $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni.

8.4.4 PARAMETRI SISMICI

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali), dipendono, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (periodo di riferimento per valutazione azione sismica) 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 14.01.08, si ottiene per il sito in esame:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

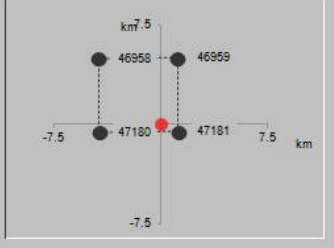
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE		
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>	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

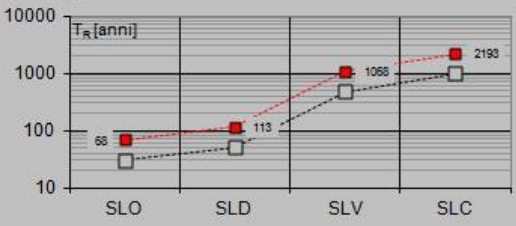
Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

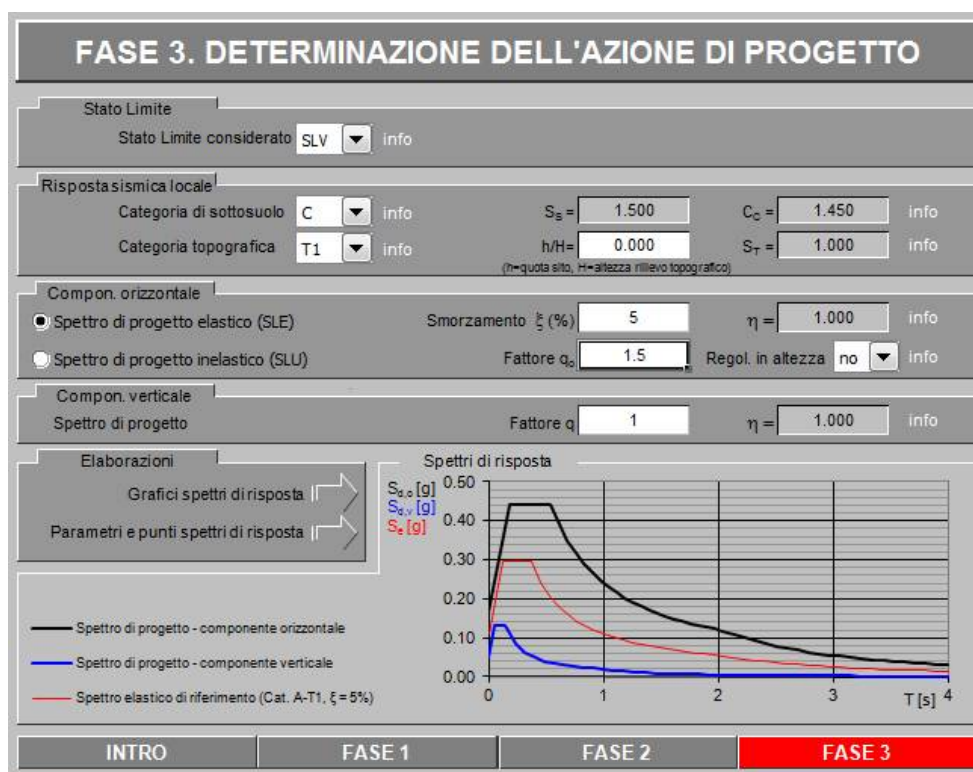
I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per gli stati limite di normativa sono dunque:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.046	2.451	0.281
SLD	113	0.055	2.486	0.304
SLV	1068	0.111	2.648	0.376
SLC	2193	0.135	2.685	0.402

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

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

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



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.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.111 g
F_0	2.648
T_C^*	0.376 s
S_s	1.500
C_C	1.450
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.182 s
T_C	0.545 s
T_D	2.046 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_0(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.167
$T_B \leftarrow$	0.182	0.442
$T_C \leftarrow$	0.545	0.442
	0.617	0.391
	0.688	0.351
	0.760	0.318
	0.831	0.290
	0.902	0.267
	0.974	0.248
	1.045	0.231
	1.117	0.216
	1.188	0.203
	1.260	0.192
	1.331	0.181
	1.403	0.172
	1.474	0.164
	1.545	0.156
	1.617	0.149
	1.688	0.143
	1.760	0.137
	1.831	0.132
	1.903	0.127
	1.974	0.122
$T_D \leftarrow$	2.046	0.118
	2.139	0.108
	2.232	0.099
	2.325	0.091
	2.418	0.084
	2.511	0.078
	2.604	0.073
	2.697	0.068
	2.790	0.063
	2.883	0.059
	2.976	0.056
	3.069	0.052
	3.162	0.049
	3.255	0.047
	3.349	0.044
	3.442	0.042
	3.535	0.039
	3.628	0.037
	3.721	0.036
	3.814	0.034
	3.907	0.032
	4.000	0.031

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

8.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$
- [2.5.7]

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

Per ciascuna verifica si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, dei parametri geotecnici e dei coefficienti di amplificazione per le verifiche di sicurezza, tutti riportati nelle seguenti tabelle.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

Tabella 8-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

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

Tabella 8-2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 8-3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

Tabella 8-4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le combinazioni sismiche, in maniera del tutto analoga alle combinazioni statiche, sono effettuate con l'approccio 2, ponendo però pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella seguente tabella.

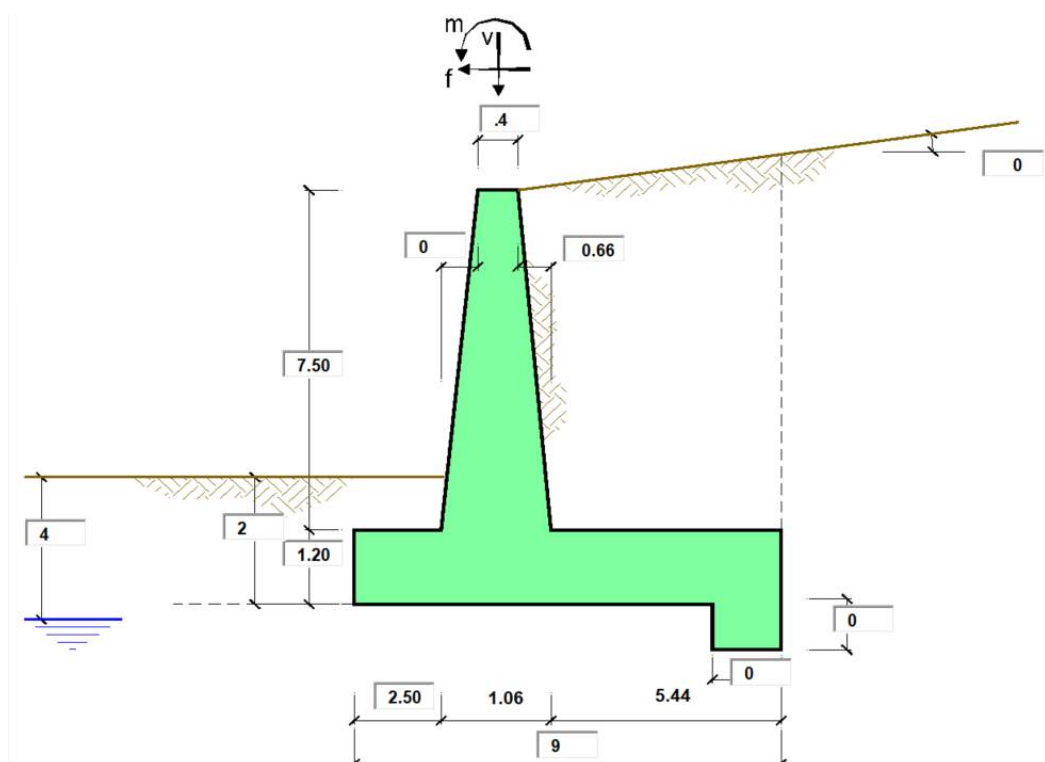
Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 8-5 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Le verifiche pseudo-statiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale γ_R pari a 1.2.

9. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO “TIPO 3”

9.1 DATI DI INPUT



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.66	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	9.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	5.44	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	4.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Condizioni drenate

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	10.00	10.00	10.00	10.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	25.00	25.00	25.00	25.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20.00	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	10000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.111	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)		
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.06327	(-)		
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0316	(-)		
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
						RIBALTAMENTO
						β_s 0.57
						kh 0.09491
						kv 0.04745

				STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.269	0.269	0.286
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.272	0.272	0.291
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.464	2.464	2.464
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.365	2.365	2.316
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.359	2.359	2.301

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	16.62	21.60	21.60	
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	1.00	1.00	1.00	
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	57.69	83.65	83.65	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	11.54			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

Condizioni non drenate

<u>Dati Geotecnici</u>				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00		38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00		20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00		0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input type="radio"/> drenate <input checked="" type="radio"/> Non Drenate					
	Resistenza a Taglio non drenata	(kPa)	cu	75.00		75.00	75.00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	(°)	ϕ_1'	25.00		25.00	25.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19.00		19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	20.00		20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	18.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	10000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.111	(-)	RIBALTAMENTO			
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)				
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)				
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)			β_s	0.57
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.06327	(-)			kh	0.09491
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0316	(-)			kv	0.04745
Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no							

				STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.269	0.269	0.286
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.272	0.272	0.291
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	1.000	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.000	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.000	1.000	1.000

<u>Carichi Agenti</u>				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	16.62		21.60	21.60
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	1.00		1.00	1.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	57.69		83.65	83.65
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00		0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00		0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1		1.00	condizione quasi permanente Ψ_2		0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	11.54			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C32/40"/>		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fc _m	40	(MPa)	
E _c	33346	(MPa)	
α _{oc}	0.85		
γ _c	1.50		
$f_{od} = \alpha_{oc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ _c	19.2	Mpa
σ _f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ _c	19.2	Mpa
σ _f	360	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk} =	450	(MPa)	
γ _s =	1.15		
f _{yd} = f _{yk} / γ _s / γ _E =	391.30	(MPa)	
E _s =	210000	(MPa)	
ε _{ys} =	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 9.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

RI06: MURO AD U MU13
 RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	47 di 127

CALCOLO DELLE AZIONI
9.1.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI
FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	75.00	75.00	75.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	61.88	61.88	61.88
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	270.00	270.00	270.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	406.88	406.88	406.88
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	816.00	816.00	816.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	49.50	49.50	49.50
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	101.35	131.76	131.76
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	966.85	997.26	997.26
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	351.923077	510.288462	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	70.3846154		

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	202.50	202.50	202.50
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	193.05	193.05	193.05
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1215.00	1215.00	1215.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	1610.55	1610.55	1610.55
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	5124.48	5124.48	5124.48
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	165.33	165.33	165.33
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	603.06	783.97	783.97
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	5892.87	6073.78	6073.78
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	2093.94231	3036.21635	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	418.788462		

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	48 di 127

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	25.74	38.61
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	12.87	19.31

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	63.10	94.64
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	31.55	47.32

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	23.49	35.23
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	14.48	21.73
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	10.25	15.37
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	48.22	72.34

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	6.41	9.61
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	6.11	9.16
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	38.44	57.65
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	50.95	76.42

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	255.56	383.34
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	19.42	29.13
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	274.98	412.47

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	162.11	243.17
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	6.09	9.14
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	168.20	252.31

9.1.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta totale condizione statica				
St	= $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	180.05	234.07
Sq perm	= $q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	34.39	44.70
Sq acc	= $q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	119.40	173.13
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth	= $St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	180.05	234.07
Sqh perm	= $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	34.39	44.70
Sqh acc	= $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	119.40	173.13
- Componente verticale condizione statica				
Stv	= $St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv perm	= $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc	= $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
Sp	= $\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1	= $Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	522.16	678.80
MSt2	= $Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 perm	= $Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	149.58	194.46
MSq1 acc	= $Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	519.39	753.11
MSq2 perm	= $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 acc	= $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSp	= $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1	= $mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext2	= $(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext3	= $(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	2.70	2.70

9.1.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	180.05	180.05
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	30.29	46.39
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	38.94	41.29
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	27.04	28.67
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	180.05	180.05
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	30.29	46.39
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	38.94	41.29
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	27.04	28.67
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica +				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	522.16	522.16
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	87.86	134.52
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	287.03	304.32
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	2.70

9.1.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	180.05	180.05
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	18.99	29.60
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	39.26	42.03
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	27.26	29.19
- Componente orizzontale condizione sismica -				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	180.05	180.05
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	18.99	29.60
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	39.26	42.03
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	27.26	29.19
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica -				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	522.16	522.16
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	55.06	85.84
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	289.34	309.83
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	2.70

9.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.2.1 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$		1405.14	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$		451.90	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$		0.47	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.45	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		7687.03	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$		1626.37	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	M_s / M_r	4.73	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{ Sovr acc})$		1405.14	1915.42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		451.90	451.90	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		6060.66	9096.88	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		262.45	-477.47	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	10.00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.22		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	40.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.19	-0.25	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.63	8.50	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.51	0.62	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0.37	0.37	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	507.32	550.94	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	3.11	>	1.4
		Nmax	2.45	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

9.2.2 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1419.15	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	365.17	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg\phi_1'$	0.47	(-)
F_s	=	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.81	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	7687.03	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	1117.07	(kNm/m)
Fr	=	Ms / Mr	6.88	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			N _{min}	N _{max}	
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	1419.15	1489.53	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)					
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	365.17		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
MM	=	ΣM	6505.03	6923.82	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)					
M	=	$X_c \cdot N - MM$	-118.86	-220.92	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	10.00			(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.22			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	40.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.08	-0.15		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.83	8.70		(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	10.66			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	20.72			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	10.88			(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.60	0.61		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.56	0.57		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.46	0.46		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	618.96	624.27		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	3.85	>	1.2
		N_{max}	3.65	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

Condizione sismica -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1330.31	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	354.40	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg\phi_1'$	0.47	(-)
F_s	=	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.75	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M _s)				
M _s	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	7687.03	(kNm/m)
Momento ribaltante (M _r)				
M _r	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	1731.36	(kNm/m)
Fr	=	M_s / M_r	4.44	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max}	
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1330.31	1400.69 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	354.40	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	=	ΣM	6097.20	6515.99 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	=	$X_c \cdot N - MM$	-110.81	-212.86 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	10.00			(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.22			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	40.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.08	-0.15		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.83	8.70		(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	10.66			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	20.72			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	10.88			(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.59	0.60		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.55	0.56		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^{m+1}$		0.45	0.45		(-)

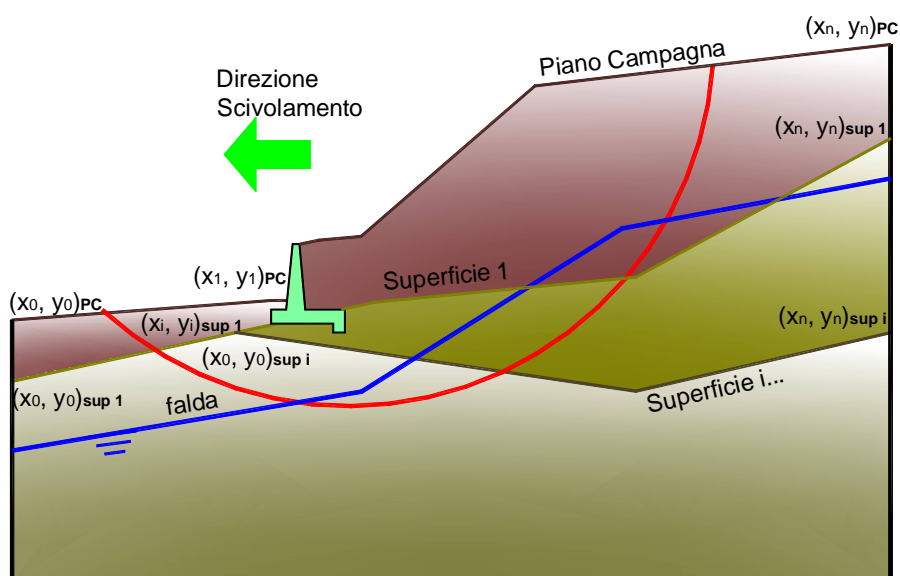
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	606.83	612.64		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

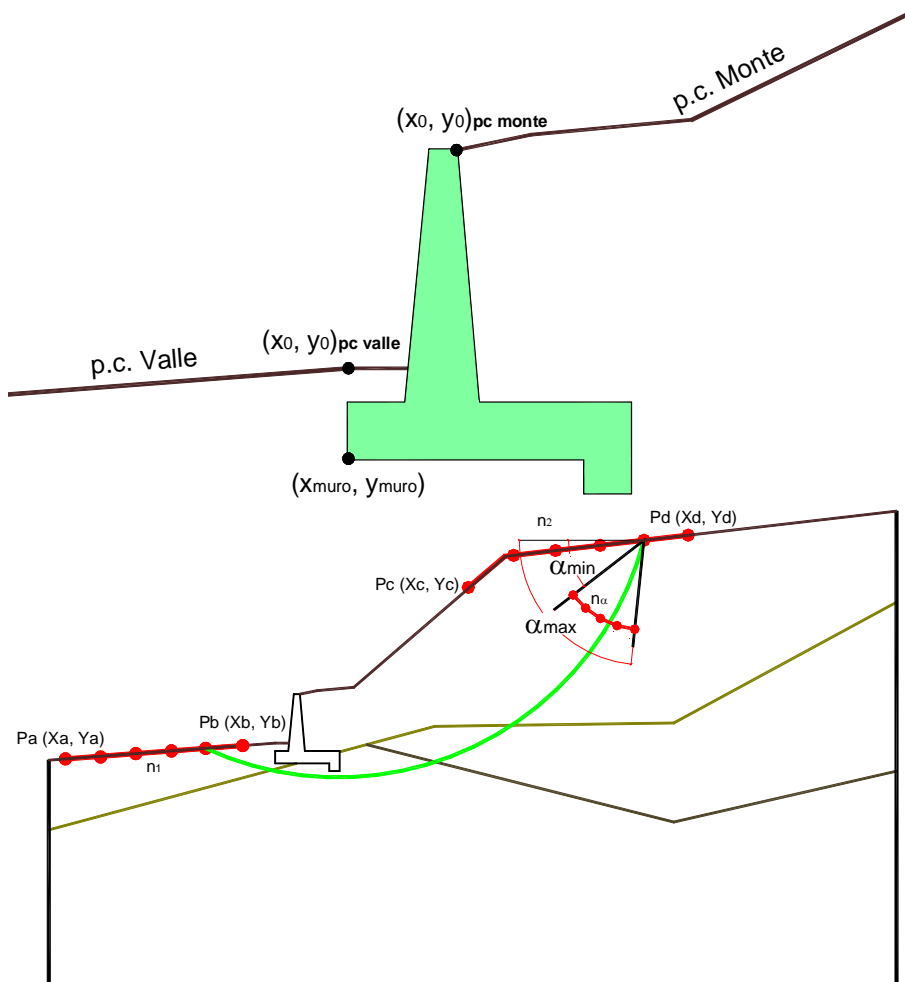
FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.03	>	1.2
		Nmax	3.80	>	

9.2.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea ferroviaria.



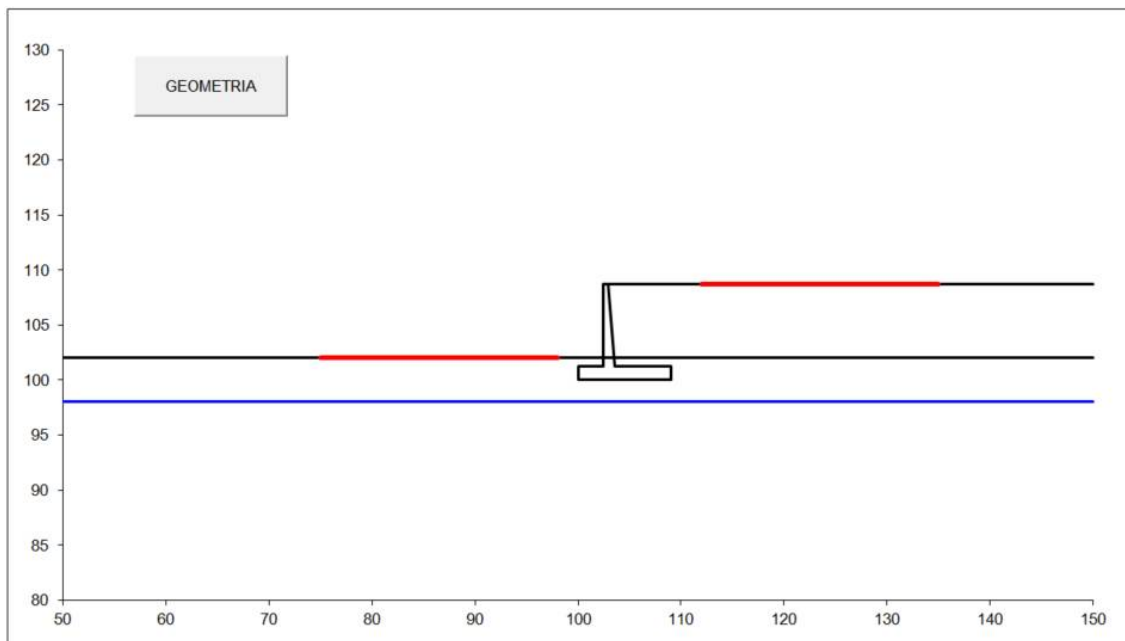
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20.00	38	0	Rilevato - riporto
materiale 2	19.00	25	10	Unità geotecnica 1 - a2
materiale 3				
materiale 4				



p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		fonda	
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4		fonda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	102.000	0	102.900	108.700	0	50.000	102.000	0	50.000	98.000
1	50.000	102.000	1	150.000	108.700	1	150.000	102.000	1	150.000	98.000
2			2			2			2		
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

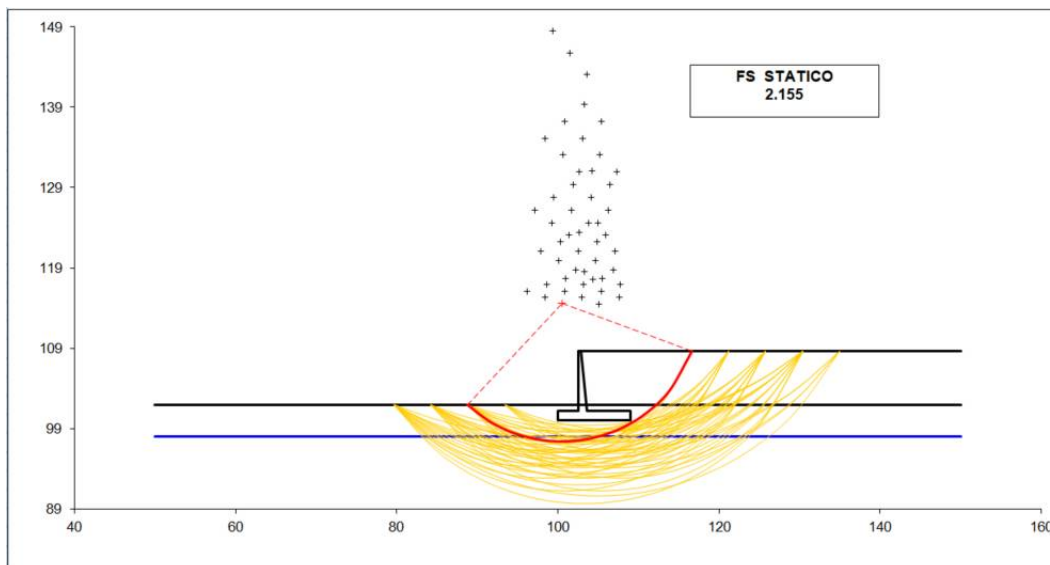
	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	111.700	57.69	114.300	57.69	20%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					



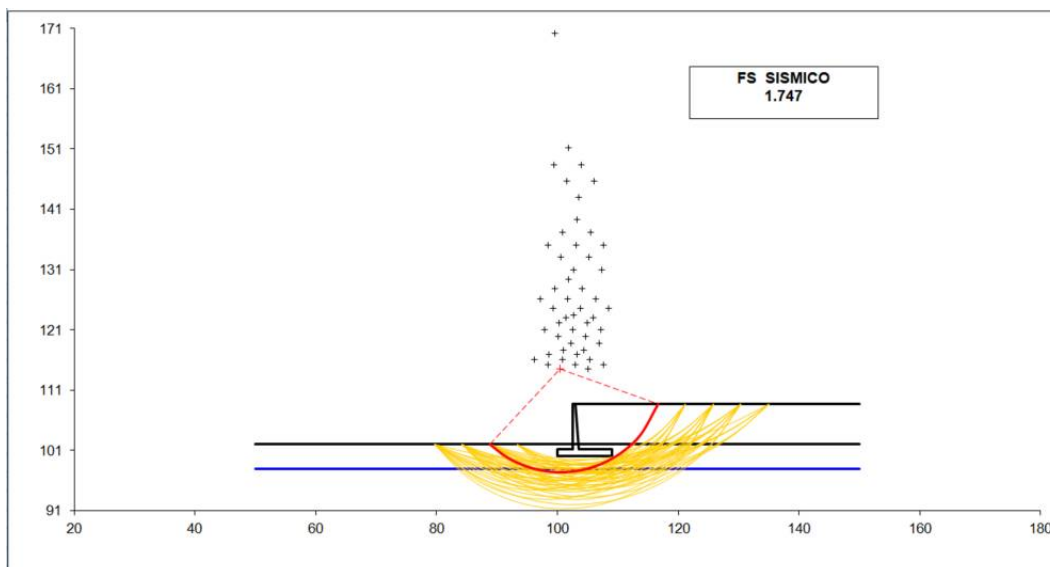
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	2.155
69	SISMICO	1.747

Condizioni statiche



Condizioni sismiche



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

9.2.4 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE – C. NON DRENATE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	1405.14	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{th} + S_{qh} + f$	451.90	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg\phi_1'$	0.47	(-)
Fs scorr.		$(N \cdot f + S_p) / T$	1.45	> 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	7687.03	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr	=	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	1626.37	(kNm/m)
Fs ribaltamento		Ms / Mr	4.73	> 1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			Nmin	Nmax	
N	=	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{ Sovr acc})$	1405.14	1915.42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)					
T	=	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	451.90	451.90	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
MM	=	$\sum M$	6060.66	9096.88	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)					
M	=	$X_c \cdot N - MM$	262.45	-477.47	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	75.00		(kPa)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	40.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.19	-0.25	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.63	8.50	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot cu \cdot N_c))$		0.73	0.72	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^{m+1}$		--		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	320.85	319.31	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.97	>	1.4
		Nmax	1.42	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

9.2.5 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE – C. NON DRENATE

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		1419.15	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		365.17	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = tg\phi1'$		0.47	(-)	
$F_s = (N * f + S_p) / T$		1.81	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		7687.03	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{Pts}$		1117.07	(kNm/m)	
$F_r = M_s / M_r$		6.88	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)$		1419.15	1489.53	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - S_p$		365.17		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		6505.03	6923.82	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		-118.86	-220.92	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	75.00			(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	40.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.08	-0.15		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.83	8.70		(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.79	0.78		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^{m+1}$		--			(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	342.93	341.70		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.13	>	1.2
		Nmax	2.00	>	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

Condizione sismica -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1330.31	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	354.40	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$\text{tg}\phi_1'$	0.47	(-)
F_s	=	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.75	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M _s)				
M _s	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	7687.03	(kNm/m)
Momento ribaltante (M _r)				
M _r	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	1731.36	(kNm/m)
Fr	=	M_s / M_r	4.44	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max}	
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1330.31	1400.69 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	354.40	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	=	$\sum M$	6097.20	6515.99 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	=	$X_c \cdot N - MM$	-110.81	-212.86 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	75.00			(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H^2$	sovraccarico stabilizzante	40.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.08	-0.15		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.83	8.70		(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c_u \cdot N_c))$		0.79	0.79		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		--			(-)

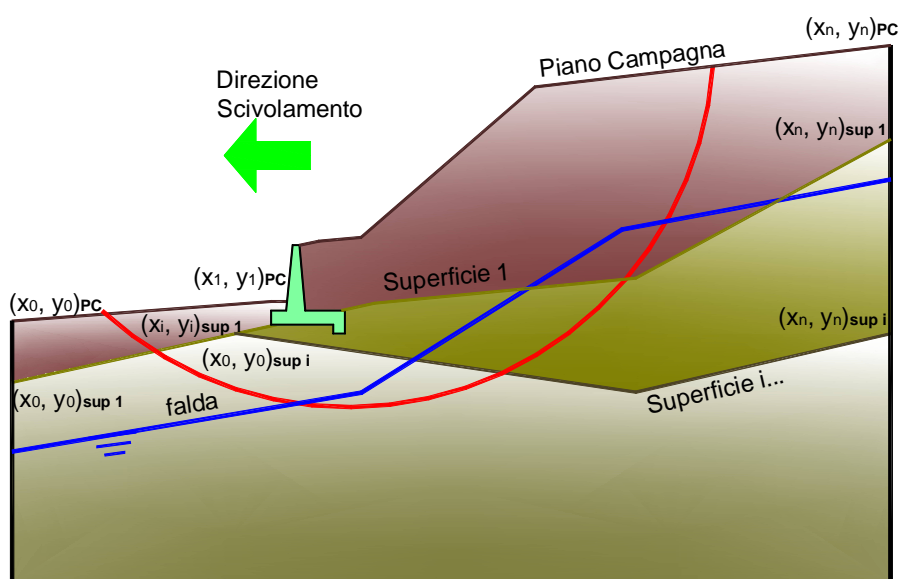
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	345.38	344.11		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.29	>	1.2
		Nmax	2.14	>	

9.2.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE

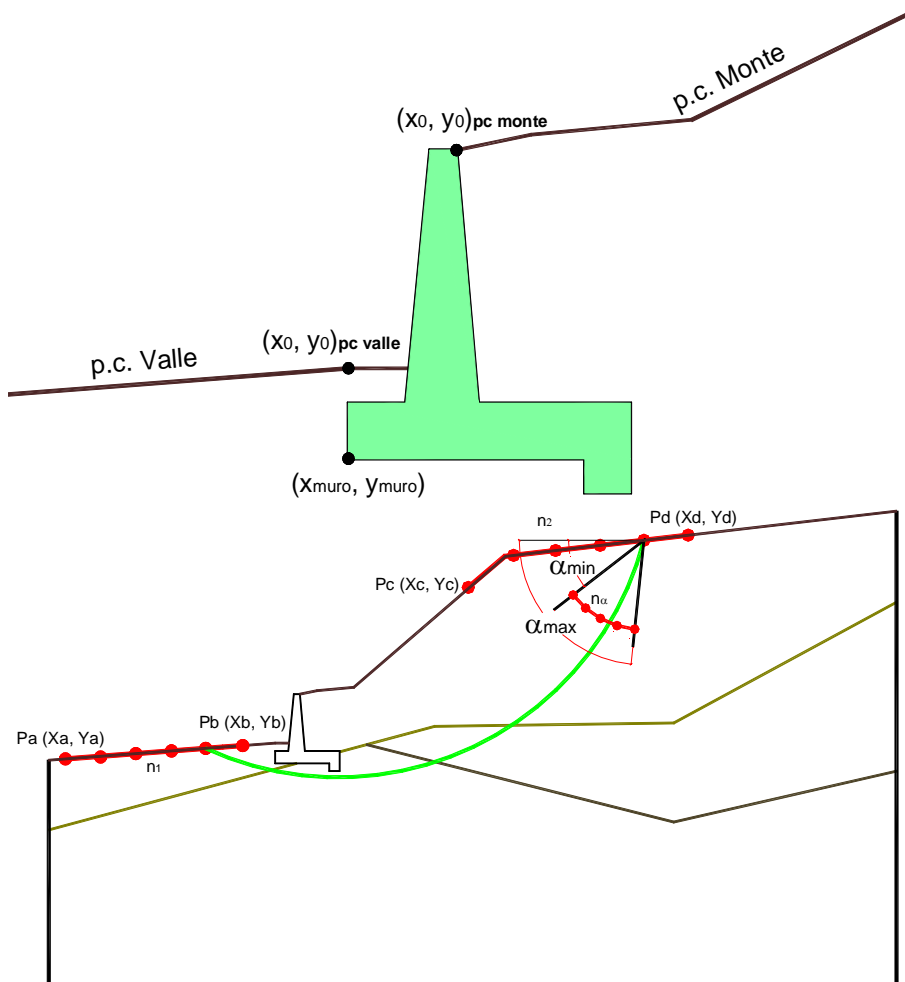
Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea ferroviaria.



	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20.00	38	0	Rilevato - riporto
materiale 2	19.00	25	75	Unità geotecnica 1 - a2
materiale 3				
materiale 4				

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	69 di 127



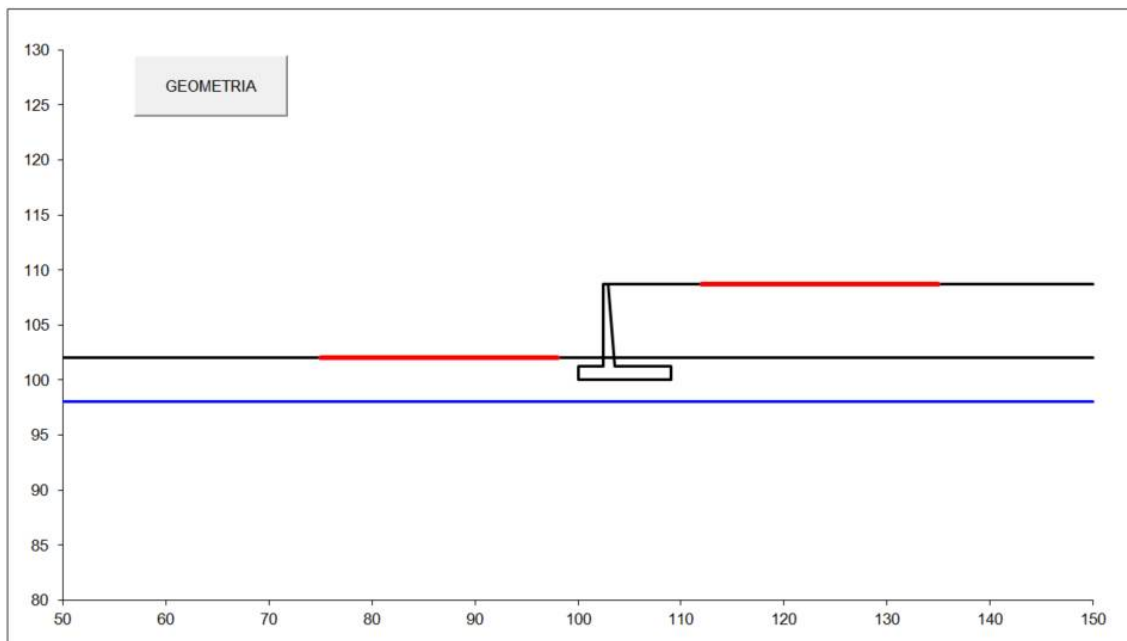
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4		falda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	102.000	0	102.900	108.700	0	50.000	102.000	0	50.000	98.000
1	50.000	102.000	1	150.000	108.700	1	150.000	102.000	1	150.000	98.000
2			2			2			2		
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	111.700	57.69	114.300	57.69	20%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

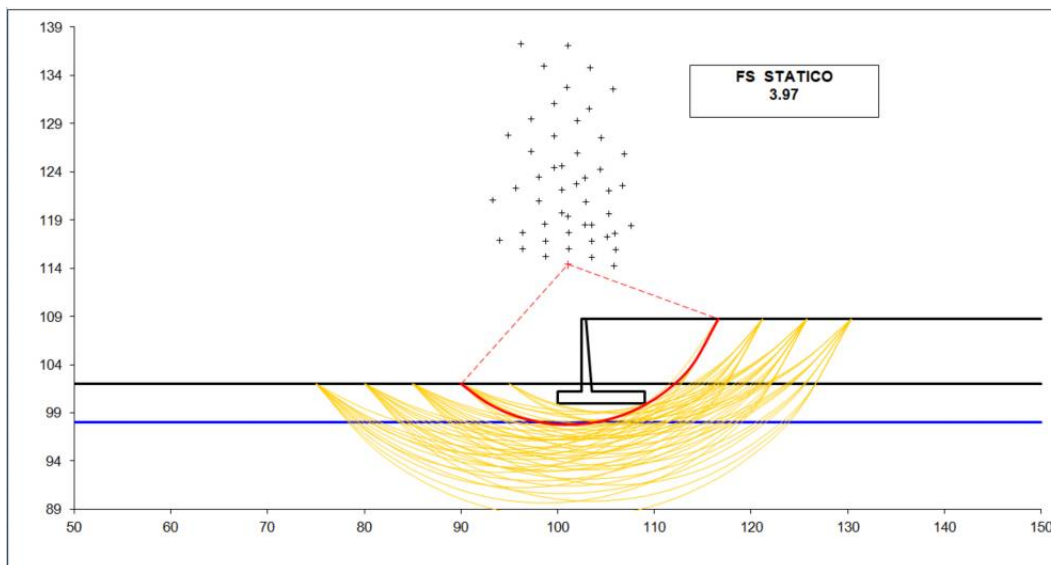
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	70 di 127



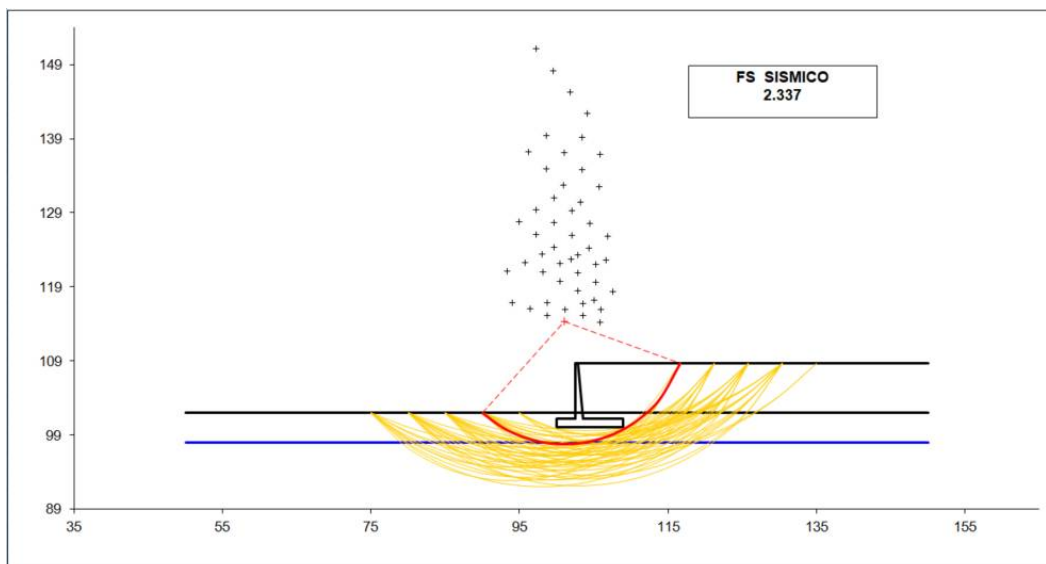
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
87	STATICO	3.970
	SISMICO	2.337

Condizioni statiche



Condizioni sismiche



9.3 VERIFICHE STRUTTURALI

9.3.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Reazione del terreno

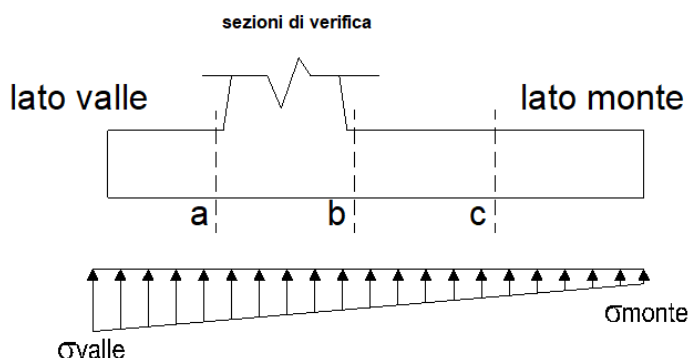
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 9.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 13.50 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	1405.14	262.45	175.57	136.69
	1915.42	-477.47	177.46	248.19
sisma+	1419.15	-118.86	148.88	166.49
	1489.53	-220.92	149.14	181.87
sisma-	1330.31	-110.81	139.60	156.02
	1400.69	-212.86	139.86	171.40



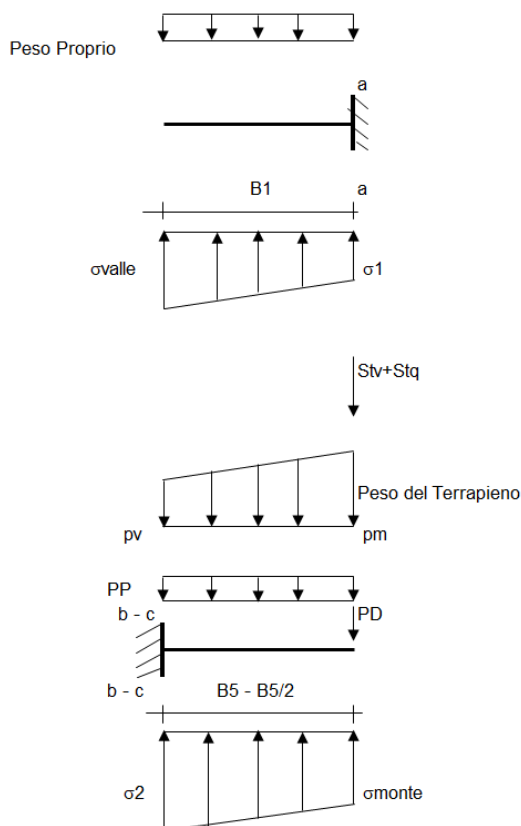
Mensola Lato Valle

Peso Proprio, PP = 30.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	175.57	164.77	443.65	350.42
	177.46	197.11	481.27	393.20
sisma+	148.88	153.77	373.63	304.61
	149.14	158.23	381.78	313.66
sisma-	139.60	144.16	350.23	280.76
	139.86	148.62	352.45	289.81



Mensola Lato Monte

PP = 30.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	171.60	255.25	183.14	(kN/m ²)
pvb	171.60	255.25	183.14	(kN/m ²)
pvc	171.60	255.25	183.14	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	136.69	160.19	-844.61	-289.21	148.44	-225.64	-160.59
	248.19	205.44	-759.27	-317.91	226.81	-163.46	-129.88
sisma+	166.49	155.84	-666.41	-254.66	161.17	-160.04	-120.09
	181.87	162.09	-660.04	-260.60	171.98	-152.81	-116.85
sisma-	156.02	146.10	-629.01	-240.25	151.06	-151.13	-113.38
	171.40	152.34	-611.84	-242.22	161.87	-141.21	-108.15

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$

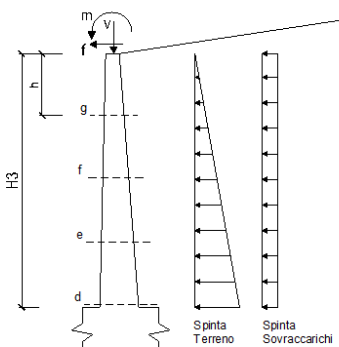
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	434.88	704.20	0.00	1139.08	1.00	136.88	137.88
e-e	5.63	183.47	396.11	0.00	579.58	1.00	91.05	92.05
f-f	3.75	54.36	176.05	0.00	230.41	1.00	52.97	53.97
g-g	1.88	6.80	44.01	0.00	50.81	1.00	22.62	23.62

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	173.95	187.79	0.00	361.74
e-e	5.63	97.85	140.84	0.00	238.69
f-f	3.75	43.49	93.89	0.00	137.38
g-g	1.88	10.87	46.95	0.00	57.82

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	334.52	56.29	213.31	0.00	27.58	631.70	1.00	141.21	142.21
e-e	5.63	141.13	23.75	119.99	0.00	14.14	299.00	1.00	93.94	94.94
f-f	3.75	41.82	7.04	53.33	0.00	5.67	107.85	1.00	54.64	55.64
g-g	1.88	5.23	0.88	13.33	0.00	1.27	20.70	1.00	23.33	24.33

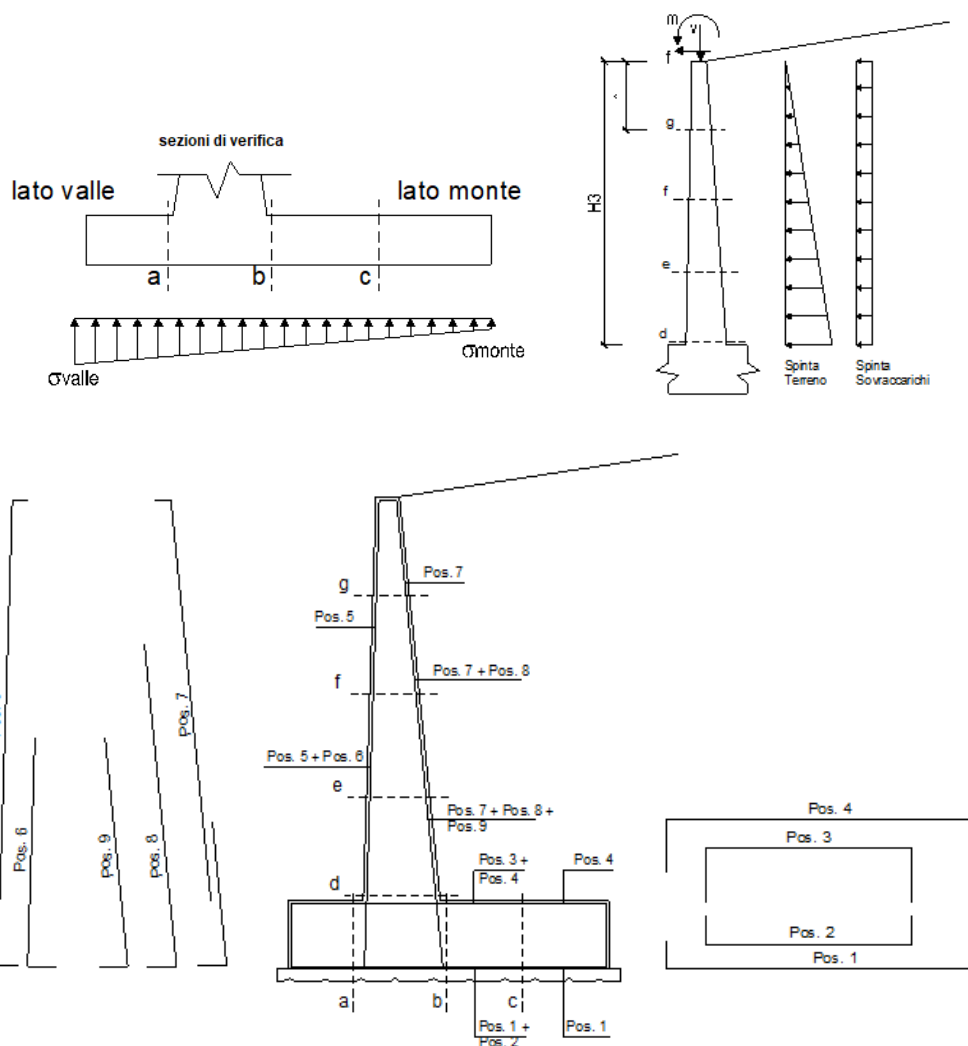
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	133.81	22.51	56.88	0.00	8.66	221.87
e-e	5.63	75.27	12.66	42.66	0.00	5.76	136.35
f-f	3.75	33.45	5.63	28.44	0.00	3.35	70.87
g-g	1.88	8.36	1.41	14.22	0.00	1.43	25.42

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	334.52	35.28	215.03	0.00	27.58	612.41	1.00	132.54	133.54
e-e	5.63	141.13	14.88	120.95	0.00	14.14	291.10	1.00	88.17	89.17
f-f	3.75	41.82	4.41	53.76	0.00	5.67	105.65	1.00	51.29	52.29
g-g	1.88	5.23	0.55	13.44	0.00	1.27	20.48	1.00	21.90	22.90

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	133.81	14.11	57.34	0.00	8.66	213.92
e-e	5.63	75.27	7.94	43.01	0.00	5.76	131.97
f-f	3.75	33.45	3.53	28.67	0.00	3.35	69.00
g-g	1.88	8.36	0.88	14.34	0.00	1.43	25.01

9.3.2 VERIFICHE SLU



Armatura minima

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

Muro $h = 7,50m$ su fondazione diretta

ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	10.0	20		5	10.0	20	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	5.0	24	<input checked="" type="checkbox"/>	7	10.0	24	
4	10.0	24		8	5.0	24	<input checked="" type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez a – a: $\phi 14/20cm$ (ripartitori in fondazione e in elevazione);

sez b – b: $\phi 14/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez c – c: $\phi 14/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez d – d: $\phi 14/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez e – e: $\phi 14/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez f – f: $\phi 14/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez g – g: $\phi 14/20cm$ (ripartitori in fondazione);

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	481.27	0.00	1.20	31.42	67.86	1342.33
b - b	-844.61	0.00	1.20	67.86	31.42	2718.38
c - c	-225.64	0.00	1.20	45.24	31.42	1866.36
d - d	1139.08	137.88	1.06	67.86	31.42	2404.81
e - e	579.58	92.05	0.90	67.86	31.42	1939.81
f - f	230.41	53.97	0.73	67.86	31.42	1484.30
g - g	50.81	23.62	0.57	45.24	31.42	746.81

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	393.20	1.20	395.50	14	20	20	21.8	3761.02	Armatura a taglio non necessaria
b - b	317.91	1.20	511.25	14	20	20	21.8	3761.02	Armatura a taglio non necessaria
c - c	160.59	1.20	446.62	14	20	20	21.8	3761.02	Armatura a taglio non necessaria
d - d	361.74	1.06	495.94	14	20	20	21.8	3286.66	Armatura a taglio non necessaria
e - e	238.69	0.90	446.53	14	20	20	21.8	2727.59	Armatura a taglio non necessaria
f - f	137.38	0.73	394.71	14	20	20	21.8	2168.52	Armatura a taglio non necessaria
g - g	57.82	0.57	296.56	14	20	20	21.8	1609.45	Armatura a taglio non necessaria

9.3.3 VERIFICHE SLE TENSIONE

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	385.26	0.00	1.20	31.42	67.86	2.16	119.80
b - b	-564.88	0.00	1.20	67.86	31.42	2.71	86.80
c - c	-134.11	0.00	1.20	45.24	31.42	0.72	29.30
d - d	831.68	137.88	1.06	67.86	31.42	5.10	138.88
e - e	420.78	92.05	0.90	67.86	31.42	3.52	85.96
f - f	166.10	53.97	0.73	67.86	31.42	2.05	43.49
g - g	36.30	23.62	0.57	45.24	31.42	0.81	17.12

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	378.81	0.00	1.20	31.42	67.86	2.13	117.80
b - b	-590.33	0.00	1.20	67.86	31.42	2.84	90.71
c - c	-141.02	0.00	1.20	45.24	31.42	0.76	30.81
d - d	631.70	133.54	1.06	67.86	31.42	3.89	103.57
e - e	299.00	89.17	0.90	67.86	31.42	2.52	59.48
f - f	107.85	52.29	0.73	67.86	31.42	1.35	27.05
g - g	20.70	22.90	0.57	45.24	31.42	0.47	8.80

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

9.3.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	385.26	0.00	1.20	31.42	67.86	2.16	119.80	0.176	0.200
b - b	-564.88	0.00	1.20	67.86	31.42	2.71	86.80	0.106	0.200
c - c	-134.11	0.00	1.20	45.24	31.42	0.72	29.30	0.039	0.200
d - d	831.68	137.88	1.06	67.86	31.42	5.10	138.88	0.173	0.200
e - e	420.78	92.05	0.90	67.86	31.42	3.52	85.96	0.094	0.200
f - f	166.10	53.97	0.73	67.86	31.42	2.05	43.49	0.045	0.200
g - g	36.30	23.62	0.57	45.24	31.42	0.81	17.12	0.018	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	261.35	0.00	1.20	31.42	67.86	1.47	81.27	0.120	0.200
b - b	-225.00	0.00	1.20	67.86	31.42	1.08	34.57	0.042	0.200
c - c	-20.47	0.00	1.20	45.24	31.42	0.11	4.47	0.006	0.200
d - d	445.69	137.88	1.06	67.86	31.42	2.78	70.19	0.081	0.200
e - e	203.66	92.05	0.90	67.86	31.42	1.74	38.43	0.042	0.200
f - f	69.61	53.97	0.73	67.86	31.42	0.89	16.09	0.016	0.200
g - g	12.17	23.62	0.57	45.24	31.42	0.28	4.18	0.004	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

9.3.5 CALCOLO INCIDENZA ARMATURA

TIPO 3							
MU13	MURO a mensola MU13-TIPO3						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PARTE D'OPERA</th> <th>INCIDENZA (Kg/mc)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Elevazione</td> <td>150</td> </tr> <tr> <td>Fondazione</td> <td>90</td> </tr> </tbody> </table>	PARTE D'OPERA	INCIDENZA (Kg/mc)	Elevazione	150	Fondazione	90
	PARTE D'OPERA	INCIDENZA (Kg/mc)					
	Elevazione	150					
Fondazione	90						

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

10. MODELLO $H_{MAX}=4.40M$

Questa sezione del muro ad U è finalizzata all'individuazione della condizione di carico più gravosa che si verifica per il muro in sinistra.

10.1 MODELLAZIONE ADOTTATA

Per l'analisi della struttura è stato sviluppato un modello di calcolo nel quale l'interazione struttura-terreno è stata simulata attraverso molle reagenti solo a compressione (analisi non lineare); la costante di sottofondo è stata assunta pari a 2935 kN/m^3 .

Tale valore è stato determinato, a partire dal valore di E dello strato di fondazione, attraverso la seguente relazione:

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

dove:

E = modulo elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson = 0.3;

B = larghezza della fondazione.

c_t = fattore di forma, coefficiente adimensionale valutato con le relazione $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$ (per $L/B \leq 10$ con L lunghezza singolo concio).

unità	E	ν	B	L	L/B	c_t	k_w
(-)	(MPa)	(-)	(m)	(m)	(-)	(-)	(kN/m^3)
a2	50	0.3	13.7	30	2.19	1.11	3154

L'analisi delle strutture è stata condotta mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, prodotto dalla Computer and Structures inc. di Berkeley, California, USA.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C	FOGLIO 80 di 127

Lo schema statico impiegato è quello di telaio costituito da elementi frame; in corrispondenza della intersezione tra tali elementi il programma genera in automatico dei nodi per garantire la continuità strutturale. Ad ogni elemento è assegnata la corrispondente sezione rettangolare in calcestruzzo, la cui geometria è definita dallo spessore dell'elemento stesso per una larghezza unitaria, dal momento che la struttura è risolta come piana.

Per le verifiche delle sezioni si è adottato il programma RC-SEC – Autore GEOSTRU.

La dimensione interna è di 11.30 m, l'altezza interna, a partire dal piano campagna, è pari 7.52 m, la soletta inferiore ha spessore pari a 1.30 m e piedritti hanno spessore variabile (tra 0.4 e 1.2 m).



Figura 10-1 – Modello di calcolo.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

10.2 ANALISI DEI CARICHI

10.2.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio della struttura è valutato automaticamente dal programma di calcolo attribuendo al c.a. un peso dell'unità di volume di 25 kN/m³.

10.2.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI

Nella Tabella sottostante si riportano i carichi.

PERMANENTI PORTATI			
soletta inferiore			
γ_3	20.00	kN/m ³	
S_3	7.30	m	spessore e massetto pendenze
W_3	146.00	kN/m ²	

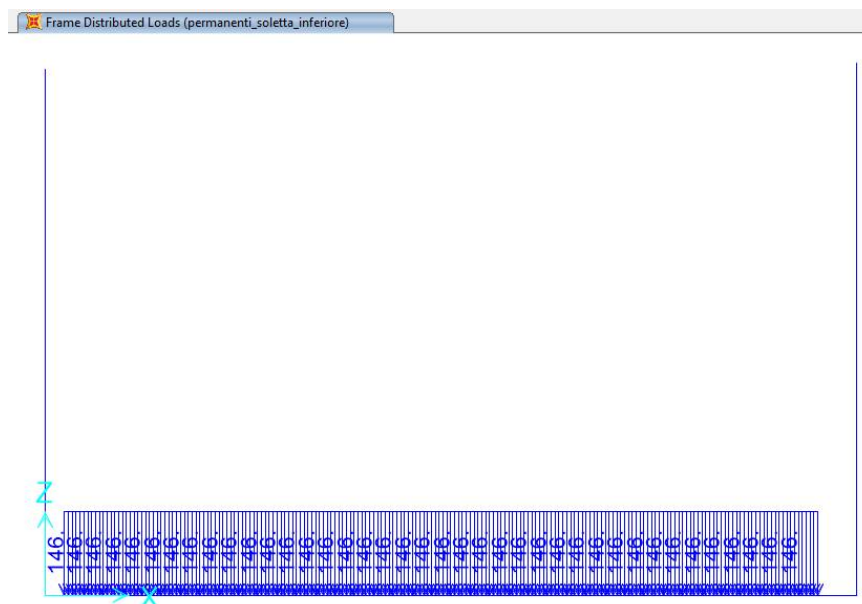


Figura 10-2 – Carichi permanenti sulla soletta inferiore.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

10.2.3 BALLAST

Il ballast è stato valutato considerando uno sviluppo in altezza di 0.8 m: $p_b = 20 \cdot 0.8 = 16.0 \text{ kN/m}^2$

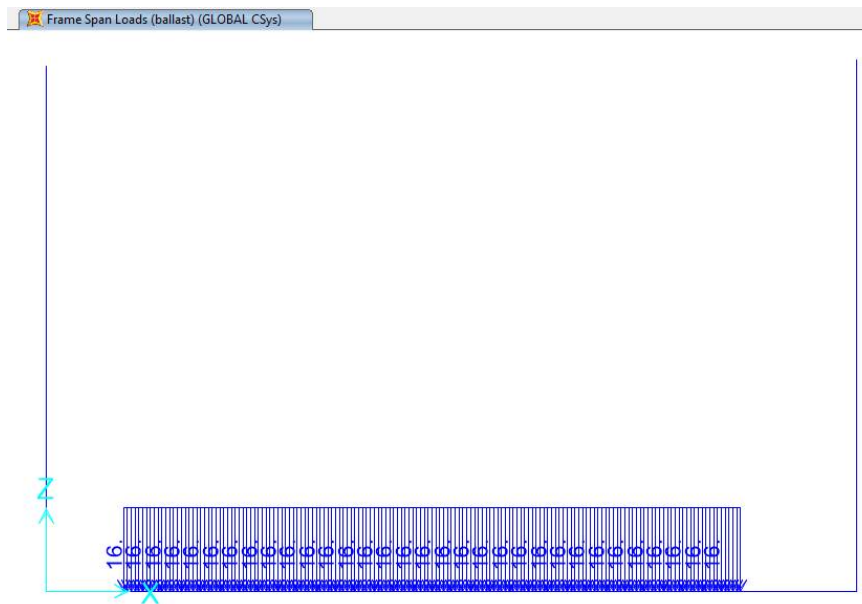


Figura 10-3 – Ballast.

10.2.4 SPINTA ORIZZONTALE DOVUTA AL BALLAST

Il ballast produce una spinta orizzontale sul piedritto sinistro, valutata a partire dal peso del ballast calcolato in precedenza.

Spinta statica aggiuntiva	
	Ballast
K0	0.38
p_b	16 kN/m^2
Δp_d	6.15 kN/m^2

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	83 di 127

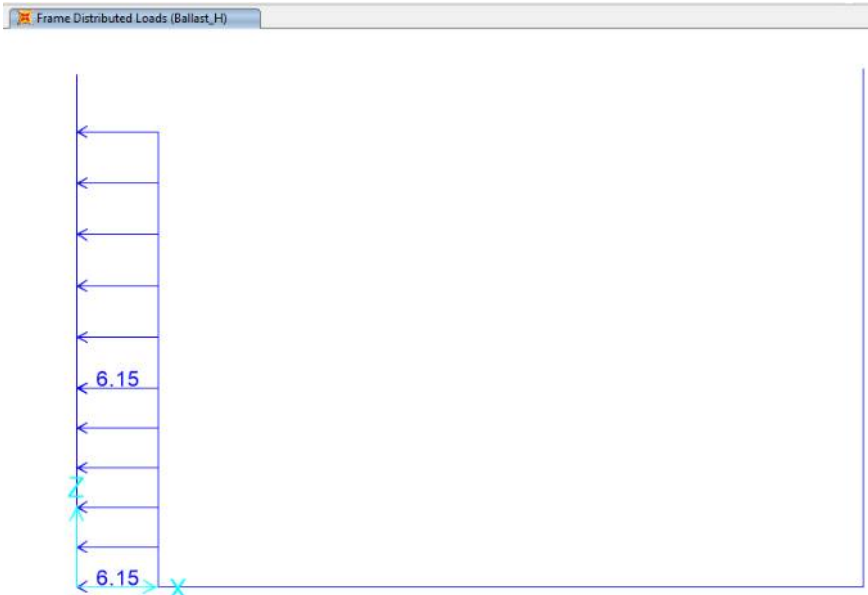


Figura 10-4– Ballast_H.

10.2.5 SPINTA DEL TERRENO E DELL'ACQUA

Per la valutazione della spinta esercitata dal terreno quest'ultimo è stato considerato in condizioni di riposo pertanto il coefficiente di spinta è dato dalla relazione $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi'$.

SPINTA RIPOSO E SPINTA H₂O

γ_t	20.00	kN/m ³	peso specifico terreno
Φ'_k	38	°	angolo attrito caratteristico
Φ'_d	38	°	angolo attrito di progetto
k_0	0.38	-	

z da p.c. (m)	$\sigma_{h,tot}$ (kN/m ²)	σ_w (kN/m ²)
0	0.00	0.00
0.9	6.68	0.00
5	38.43	0.00
8.17	62.80	0.00



Figura 10-5 – Spinta del terreno sul piedritto sinistro.

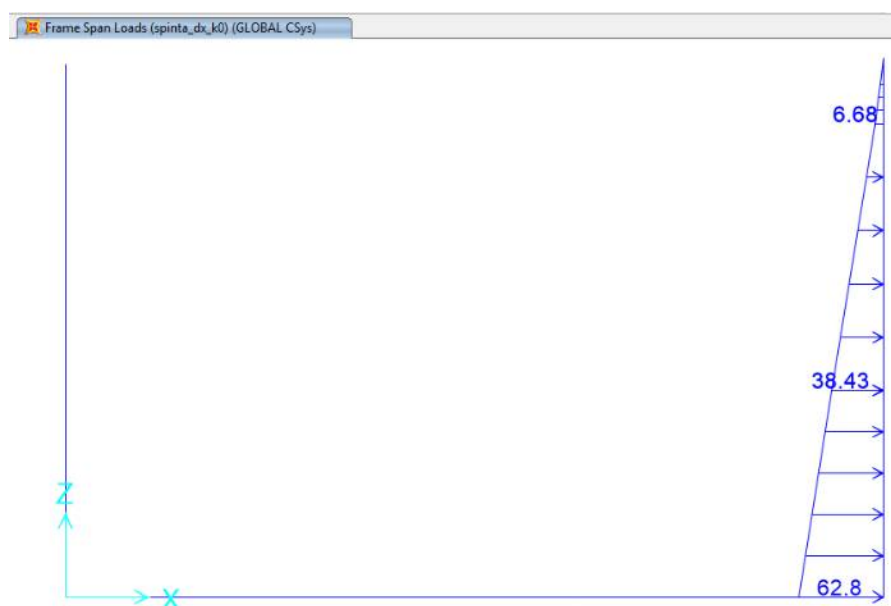


Figura 10-6 – Spinta del terreno sul piedritto destro.

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

10.2.6 SOVRACCARICO FERROVIARIO SU SOLETTA INFERIORE

Per la valutazione dei carichi verticali si è fatto riferimento a dei modelli di carico “teorici”, come indicato dalla normativa vigente. In particolare è stato considerato il treno di carico LM71, rappresentativo del traffico normale.

Il treno di carico LM71, schematizzato in Figura 10-7, è costituito da 4 assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.6 m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per un'estensione illimitata, a partire da 0.8 m dagli assi di estremità.

Longitudinalmente i carichi assiali del modello di carico LM71 sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

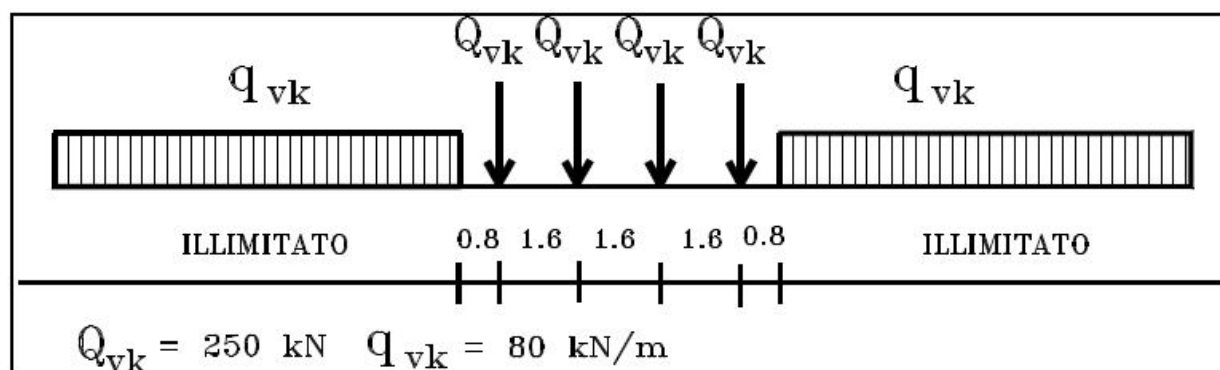


Figura 10-7 – Treno di carico LM71

I valori caratteristici dei carichi sono stati moltiplicati per il coefficiente di adattamento α , il cui valore è riportato nella Figura 10-8.

modello di carico	coefficiente di adattamento α
LM71	1.1

Figura 10-8 – Coefficiente di adattamento α

Trasversalmente i carichi sono stati ripartiti secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast, ed secondo una pendenza di 1 a 1 all'interno del calcestruzzo di riempimento e della soletta in c.a.. Pertanto, alla quota del piano medio della soletta inferiore, considerando per la traversa una larghezza di 2.40 m, si ha:

$$L_d = 2.40 + (s_b/4 + s_{rr} + s_{ss}/2) \cdot 2 = 2.4 + (0.35/4 + 7.3 + 1.3/2) \cdot 2 = 18.48 \text{ m}$$

I carichi utilizzati sono riepilogati nella Tabella seguente:

Carico variabile verticale agente alla quota del piano medio della soletta inferiore agente su L_d
--

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

LM71	$q_{v1} = 4 \cdot 250 \cdot 1.1 / 6.4 / L_d = 9.30 \text{ kN/m}^2$
------	--

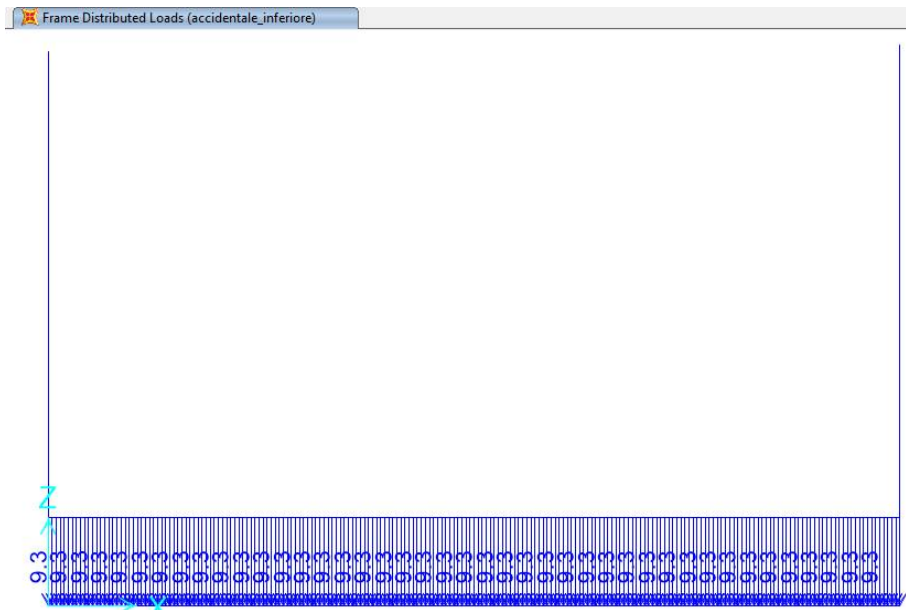


Figura 10-9 – Treno di carico LM71.

10.2.7 INCREMENTO DI SPINTA DOVUTA AL CARICO ACCIDENTALE

Il carico accidentale che transita internamente, produce sul muro in sinistra una spinta orizzontale calcolata considerando la larghezza di ripartizione del carico alla quota di intersezione del carico diffuso con il piedritto.

Spinta statica dovuta al treno SW/2		
h_U	9.3	m
k_0	0.38	
Δp_d	3.57	kN/m^2

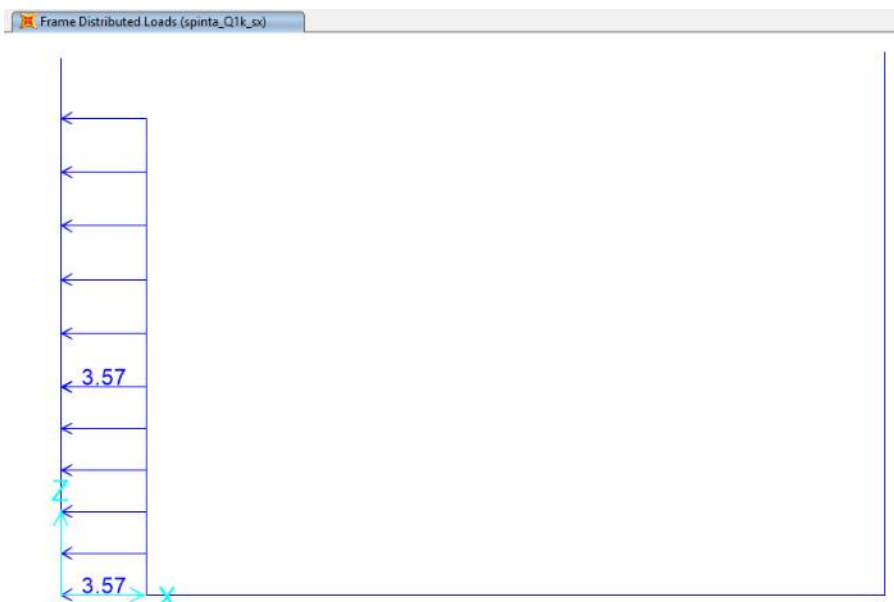


Figura 10-10 – Treno di carico LM71.

10.2.8 AZIONE SISMICA

L'azione sismica agente sulle masse strutturali è stata considerata con un approccio di tipo pseudo-statico. Esso consente di rappresentare il sisma mediante una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v , rispettivamente, coefficiente sismico orizzontale e verticale, pari a

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g \text{ coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \text{ coefficiente sismico verticale}$$

Nelle espressioni precedenti a_{\max} rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito mentre β_m è il coefficiente di riduzione di tale accelerazione valutato in funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Per l'analisi della struttura in esame β_m è stato posto pari ad 1. L'accelerazione orizzontale massima è stata valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e S un coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto, della massa associata al peso proprio e delle masse associate al carico permanente.

Inoltre, l'incremento di spinta dovuto al sisma è stato valutato utilizzando la teoria di Wood. Secondo tale teoria la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma, su una parete di altezza H_s , viene determinato attraverso la relazione $\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2$ (H_{tot} = distanza p.c. – estradosso soletta inferiore). Si valuta la spinta indotta dal rilevato ferroviario sul muro in sinistra.

a_g	0.111	g
S_S	1.5	
S_T	1	
a_{max}	0.166	g
β_m	1	
k_h	0.166	
k_v	0.083	

INERZIA ORIZZONTALE			
Piedritti			
$k_h \cdot W_{P1}$	1.67	kN/m ²	peso proprio s. 0.4m
$k_h \cdot W_{P2}$	3.33	kN/m ²	peso proprio s. 0.8m
$k_h \cdot W_{P3}$	5.00	kN/m ²	peso proprio s. 1.2m
SOVRASPINTA SISMICA (WOOD)			
h_{tot}	8.82	m	altezza complessiva
Δp_d	29.37	kN/m ²	incremento di spinta

Frame Distributed Loads (sisma_orizzontale)

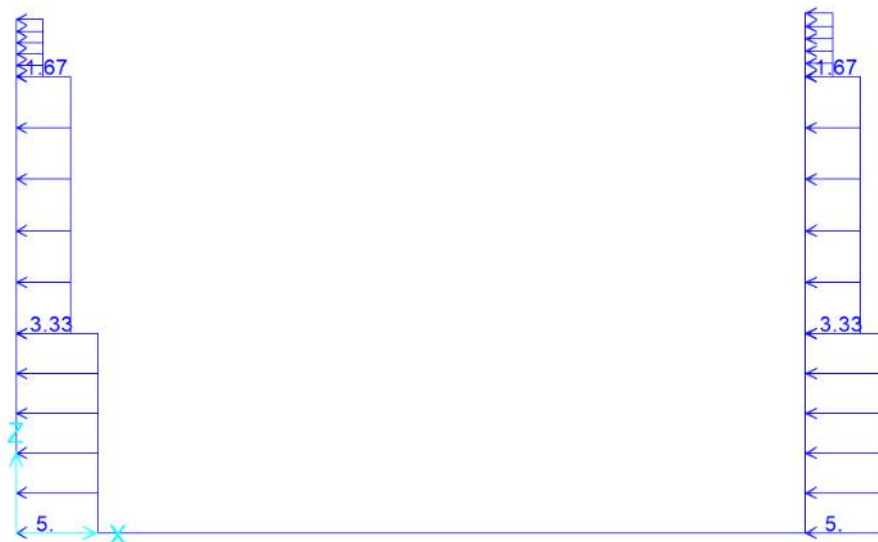


Figura 10-11 – Sisma orizzontale.

Frame Span Loads (sovraspinta_sismica) (GLOBAL CSys)

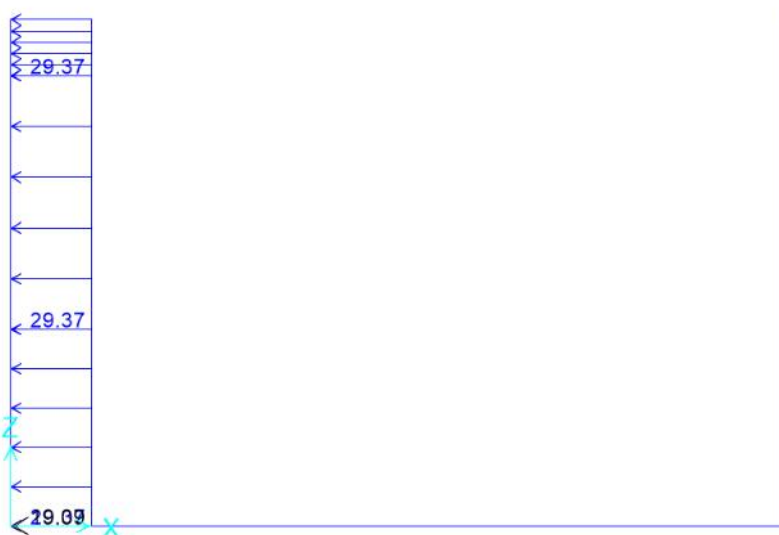


Figura 10-12 – Incremento di spinta dovuto al sisma.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

10.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

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.

Le azioni impiegate nella definizione delle combinazioni di carico sono riepilogate nella Tabella 6.

azione	Load Case Name
peso proprio	DEAD
carichi permanenti sulla soletta inferiore	perm_sol_inf
ballast	ballast
Incremento di spinta sul piedritto sinistro dovuta al ballast	Ballast_H

spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro	spinta_sx_k0
spinta a riposo del terreno sul piedritto destro	spinta_dx_k0
incremento di spinta dovuta al carico accidentale sul piedritto sinistro	spinta_q1k_sx
azione verticale dovuta al sovraccarico ferroviario agente su tutta la soletta inferiore	acc_inf
azione sismica orizzontale dovuta al peso proprio e ai carichi permanenti	sisma_H
incremento di spinta sul piedritto sinistro dovuto al sisma	sovraspinta_sismica

Tabella 6 – Riepilogo carichi.

Nelle Tabelle seguenti sono elencate le combinazioni di carico impiegate nelle verifiche.

combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche								
	slu1	slu2	slu3	slu4	slu5	slu6	slu7	slu8
DEAD	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1
per_sol_inf	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35
ballast	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5
Ballast_H	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5
spinta_sx_k0	1.35	1.35	1	1	1.35	1	1.35	1.35
spinta_dx_k0	1.35	1.35	1	1	1.35	1	1.35	1
spinta_q1k_sx	1.45	1.45	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45
acc_inf	1.45	1.45	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45

Tabella 7 – Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche (1/2).

Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche						
	slu9	slu10	slu11	slu12	slu13	slu14

DEAD	1	1.35	1.35	1	1.35	1.35
per_sol_inf	1	1.35	1	1.35	1	1
ballast	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Ballast_H	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
spinta_sx_k0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
spinta_dx_k0	1	1	1	1	1	1
spinta_q1k_sx	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0
acc_inf	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0

Tabella 8– Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche (2/2).

Combinazioni di carico agli SLV		
	sis1	sis2
DEAD	1	1
per_sol_inf	1	1
ballast	1	1
Ballast_H	1	1
spinta_sx_k0	1	1
spinta_dx_k0	1	1
spinta_q1k_sx	0.2	0
acc_inf	0.2	0
sisma_H	1	1
sovraspinta_sismica	1	1

Tabella 9 – Combinazioni di carico agli SLV

Combinazioni di carico agli SLE			
	rar1	rar2	rar3
DEAD	1	1	1
per_sol_inf	1	1	1
ballast	1	1	1
Ballast_H	1	1	1
spinta_sx_k0	1	1	1
spinta_dx_k0	1	1	1
spinta_q1k_sx	1	0.8	0
acc_inf	1	0.8	0

Tabella 10 – Combinazioni di carico agli SLE.

10.4 RISULTATI E VERIFICHE

Nelle immagini a seguire si riportano i digrammi di involuppo delle sollecitazioni per gli stati limite ultimi statici e sismici e per gli stati limite d'esercizio.

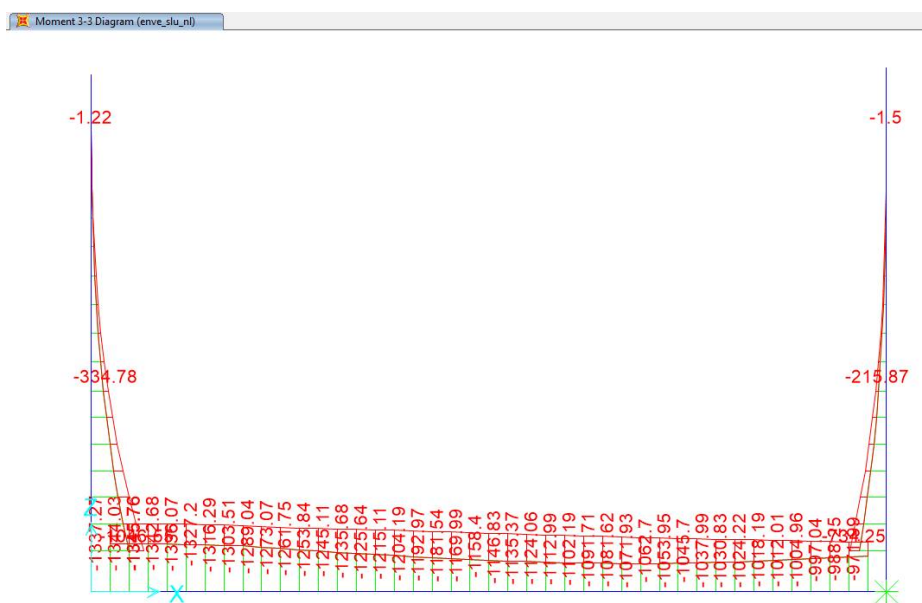


Figura 10-13 – Momento flettente enve-SLU.

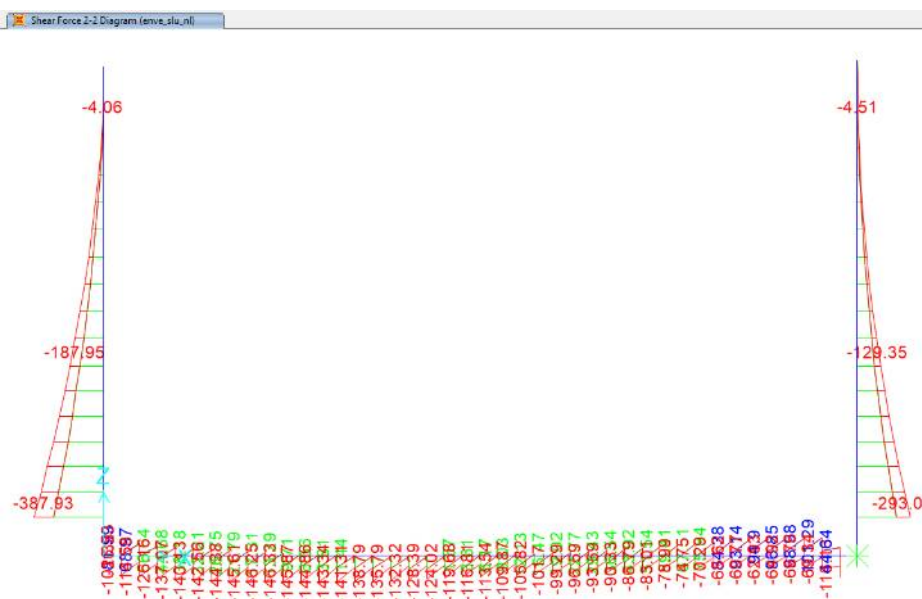


Figura 10-14 – Taglio enve-SLU.

Moment 3-3 Diagram (enve_sluis_nl)

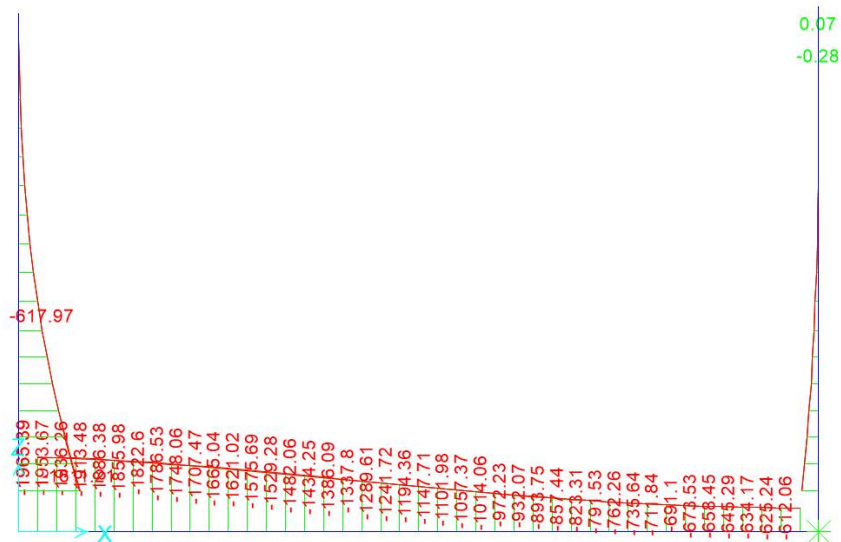


Figura 10-15 – Momento flettente enve-SLV.

Shear Force 2-2 Diagram (enve_sluis_nl)

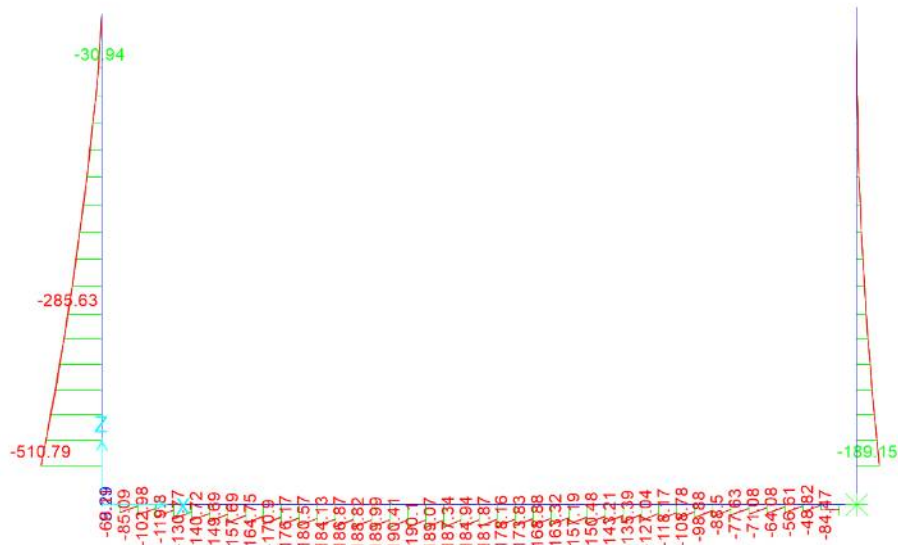


Figura 10-16 – Taglio enve-SLV.

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	97 di 127

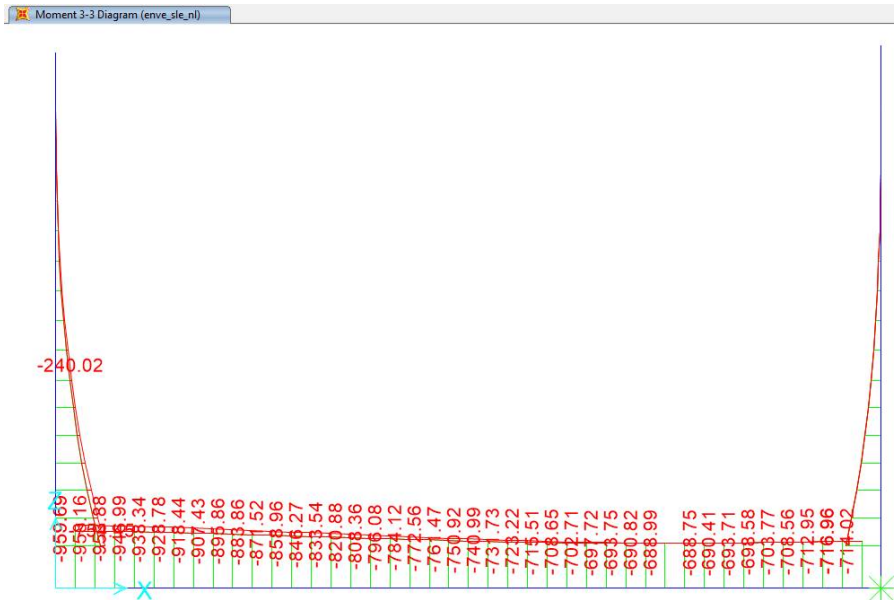


Figura 10-17 – Momento flettente enve-SLE.

10.4.1 VERIFICA PIEDRITTO $S=0.8M$

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLV	-10.00	-1.67	-0.28	8	4.10	sis1
	-90.97	-285.63	-617.97	6	0.00	sis1

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLU	-12.15	-3.01	-0.90	6	4.10	slu3
	-122.81	-187.95	-334.78	6	0.00	slu2

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLE RAR	-9.00	-3.01	-0.90	6	4.10	rar1
	-90.97	-135.33	-240.02	6	0.00	rar1

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLE FRE	-9.00	-3.01	-0.90	6	4.10	fre1
	-90.97	-132.41	-234.02	6	0.00	fre1

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLE QPE	-9.00	-3.01	-0.90	6	4.10	qpe
	-90.97	-120.70	-210.02	6	0.00	qpe

10.4.1.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	99 di 127

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	170.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	165.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	120.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1^* \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1^* \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	8.3	26
2	45.0	8.3	26
3	-45.0	71.7	26
4	45.0	71.7	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	26
2	3	4	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1215	-90	0	-301	0
2	12281	-33478	0	-18795	0
3	1215	-90	0	-301	0
4	12281	-33478	0	-18795	0
5	900	-122	0	-406	0
6	12416	-21587	0	-12935	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	900	-90	0
2	9097	-24002	0
3	900	-90	0
4	9097	-24002	0
5	900	-90	0
6	9197	-15991	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	900	-90 (0)	0 (0)
2	9097	-23402 (-45226)	0 (0)
3	900	-90 (0)	0 (0)
4	9097	-23402 (-45226)	0 (0)
5	900	-90 (0)	0 (0)
6	9197	-15991 (-46639)	0 (0)

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

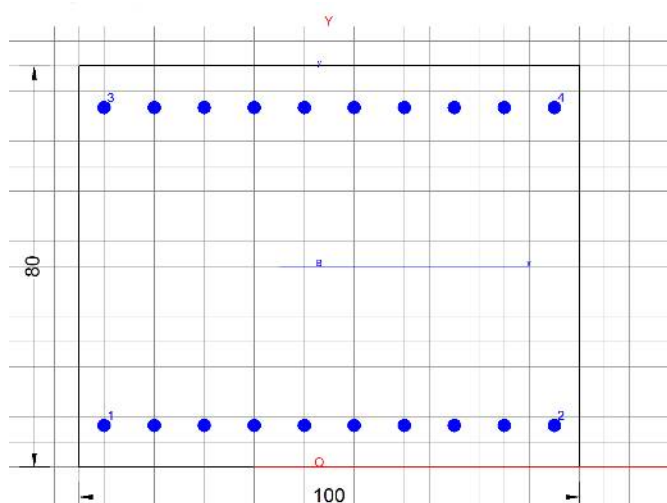
N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	101 di 127

My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	900	-90 (0)	0 (0)
2	9097	-21002 (-45555)	0 (0)
3	900	-90 (0)	0 (0)
4	9097	-21002 (-45555)	0 (0)
5	900	-90 (0)	0 (0)
6	9197	-15991 (-46639)	0 (0)



RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1215	-90	0	1209	-137793	0	999.00	53.1(13.4)
2	S	12281	-33478	0	12301	-141297	0	4.22	53.1(13.4)
3	S	1215	-90	0	1209	-137793	0	999.00	53.1(13.4)
4	S	12281	-33478	0	12301	-141297	0	4.22	53.1(13.4)
5	S	900	-122	0	882	-137689	0	999.00	53.1(13.4)
6	S	12416	-21587	0	12415	-141333	0	6.55	53.1(13.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.142	-50.0	0.0	0.00065	-45.0	8.3	-0.02114	-45.0	71.7
2	0.00350	0.146	-50.0	0.0	0.00072	-45.0	8.3	-0.02053	-45.0	71.7
3	0.00350	0.142	-50.0	0.0	0.00065	-45.0	8.3	-0.02114	-45.0	71.7
4	0.00350	0.146	-50.0	0.0	0.00072	-45.0	8.3	-0.02053	-45.0	71.7
5	0.00350	0.142	-50.0	0.0	0.00065	-45.0	8.3	-0.02115	-45.0	71.7
6	0.00350	0.146	-50.0	0.0	0.00072	-45.0	8.3	-0.02052	-45.0	71.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000343600	0.003500000	0.142	0.700
2	0.000000000	-0.000335137	0.003500000	0.146	0.700
3	0.000000000	-0.000343600	0.003500000	0.142	0.700
4	0.000000000	-0.000335137	0.003500000	0.146	0.700
5	0.000000000	-0.000343860	0.003500000	0.142	0.700
6	0.000000000	-0.000335050	0.003500000	0.146	0.700

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	301	37124	71.7	100.0	0.0074	0.0
2	S	18795	38612	71.7	100.0	0.0074	0.2
3	S	301	37124	71.7	100.0	0.0074	0.0
4	S	18795	38612	71.7	100.0	0.0074	0.2
5	S	406	36961	71.7	100.0	0.0074	0.0
6	S	12935	38630	71.7	100.0	0.0074	0.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	103 di 127

Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrip. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.2	-50.0	0.0	1	45.0	71.7	----	----
2	S	23.4	-50.0	0.0	-630	35.0	71.7	1800	53.1
3	S	0.2	-50.0	0.0	1	45.0	71.7	----	----
4	S	23.4	-50.0	0.0	-630	35.0	71.7	1800	53.1
5	S	0.2	-50.0	0.0	1	45.0	71.7	----	----
6	S	15.8	-50.0	0.0	-393	-25.0	71.7	1750	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0	0
2	S	-0.00037	0	0.837	26.0	70	0.00019 (0.00019)	489	0.092 (990.00)	-45154	0
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0	0
4	S	-0.00037	0	0.837	26.0	70	0.00019 (0.00019)	489	0.092 (990.00)	-45154	0
5	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0	0
6	S	-0.00023	0	0.837	26.0	70	0.00012 (0.00012)	482	0.057 (990.00)	-46639	0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.2	-50.0	0.0	1	45.0	71.7	----	----
2	S	22.8	-50.0	0.0	-612	35.0	71.7	1800	53.1
3	S	0.2	-50.0	0.0	1	45.0	71.7	----	----
4	S	22.8	-50.0	0.0	-612	35.0	71.7	1800	53.1
5	S	0.2	-50.0	0.0	1	45.0	71.7	----	----
6	S	15.8	-50.0	0.0	-393	-25.0	71.7	1750	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0
2	S	-0.00036	0	0.837	26.0	70	0.00018 (0.00018)	489	0.090 (0.20)	-45226	0
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0
4	S	-0.00036	0	0.837	26.0	70	0.00018 (0.00018)	489	0.090 (0.20)	-45226	0
5	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	104 di 127

6	S	-0.00023	0	0.837	26.0	70	0.00012 (0.00012)	482	0.057 (0.20)	-46639	0
---	---	----------	---	-------	------	----	-------------------	-----	--------------	--------	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.2	-50.0	0.0	1	45.0	71.7	----	----
2	S	20.5	-50.0	0.0	-541	35.0	71.7	1800	53.1
3	S	0.2	-50.0	0.0	1	45.0	71.7	----	----
4	S	20.5	-50.0	0.0	-541	35.0	71.7	1800	53.1
5	S	0.2	-50.0	0.0	1	45.0	71.7	----	----
6	S	15.8	-50.0	0.0	-393	-25.0	71.7	1750	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0
2	S	-0.00032	0	0.836	26.0	70	0.00016 (0.00016)	488	0.079 (0.20)	-45555	0
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0
4	S	-0.00032	0	0.836	26.0	70	0.00016 (0.00016)	488	0.079 (0.20)	-45555	0
5	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0
6	S	-0.00023	0	0.837	26.0	70	0.00012 (0.00012)	482	0.057 (0.20)	-46639	0

10.4.1.2 Verifica in condizioni sismiche

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico
 Tipologia sezione: Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C30/37
 Resis. compr. di progetto fcd: 170.00 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 328360 daN/cm²
 Resis. media a trazione fctm: 29.00 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di progetto fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di progetto ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C30/37



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)
OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA**

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	105 di 127

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	8.3	26
2	45.0	8.3	26
3	-45.0	71.7	26
4	45.0	71.7	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	26
2	3	4	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1000	-28	0	-167	0
2	9097	-61797	0	-28563	0
3	1000	-28	0	-167	0
4	9097	-61797	0	-28563	0
5	900	-1347	0	-3094	0
6	9197	-12424	0	-8049	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	106 di 127

N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1000	-28	0	1000	-132639	0	999.00	53.1(12.0)
2	S	9097	-61797	0	9079	-134991	0	2.18	53.1(13.4)
3	S	1000	-28	0	1000	-132639	0	999.00	53.1(12.0)
4	S	9097	-61797	0	9079	-134991	0	2.18	53.1(13.4)
5	S	900	-1347	0	918	-132615	0	98.43	53.1(12.0)
6	S	9197	-12424	0	9202	-135027	0	10.87	53.1(13.4)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00090	0.316	-50.0	0.0	0.00057	-45.0	8.3	-0.00196	45.0	71.7
2	0.00093	0.322	-50.0	0.0	0.00059	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	71.7
3	0.00090	0.316	-50.0	0.0	0.00057	-45.0	8.3	-0.00196	45.0	71.7
4	0.00093	0.322	-50.0	0.0	0.00059	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	71.7
5	0.00090	0.316	-50.0	0.0	0.00057	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	71.7
6	0.00093	0.322	-50.0	0.0	0.00059	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	71.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000039897	0.000904138	0.316	0.835
2	0.000000000	-0.000040227	0.000927804	0.322	0.842
3	0.000000000	-0.000039897	0.000904138	0.316	0.835
4	0.000000000	-0.000040227	0.000927804	0.322	0.842
5	0.000000000	-0.000039894	0.000903897	0.316	0.835
6	0.000000000	-0.000040232	0.000928166	0.322	0.842

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d Altezza utile sezione [cm]

bw Larghezza minima sezione [cm]
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	167	36961	71.7	100.0	0.0074	0.0
2	S	28563	38184	71.7	100.0	0.0074	0.1
3	S	167	36961	71.7	100.0	0.0074	0.0
4	S	28563	38184	71.7	100.0	0.0074	0.1
5	S	3094	36961	71.7	100.0	0.0074	0.0
6	S	8049	38198	71.7	100.0	0.0074	0.1

10.4.2 VERIFICA PIEDRITTO $S=1.2M$

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLV	-91.97	-80.49	-124.24	3	3.17	sis1
	-166.55	-510.79	-1611.21	1	0.65	sis1

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLU	-124.16	-95.82	-159.91	3	3.17	slu3
	-224.84	-387.93	-1046.55	1	0.65	slu2

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLE RAR	-91.97	-95.82	-159.91	3	3.17	rar1
	-166.55	-281.08	-754.45	1	0.65	rar1

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLE FRE	-91.97	-95.82	-159.91	3	3.17	fre1
	-166.55	-276.36	-738.81	1	0.65	fre1

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLE QPE	-91.97	-95.82	-159.91	3	3.17	qpe
	-166.55	-257.45	-676.23	1	0.65	qpe

10.4.2.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	108 di 127

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione: Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento: N.T.C.
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali: Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	170.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	165.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	120.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	8.3	26
2	45.0	8.3	26
3	-45.0	111.7	26
4	45.0	111.7	26
5	-45.0	103.0	26
6	45.0	103.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	26
2	3	4	8	26
3	5	6	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	12416	-15991	0	-9582	0
2	22484	-104655	0	-38793	0
3	12416	-15991	0	-9582	0
4	22484	-104655	0	-38793	0
5	9097	-30894	0	-17534	0
6	22619	-73425	0	-29304	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	9197	-15991	0
2	16655	-75445	0
3	9197	-15991	0
4	16655	-75445	0
5	9097	-24002	0
6	16755	-54389	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

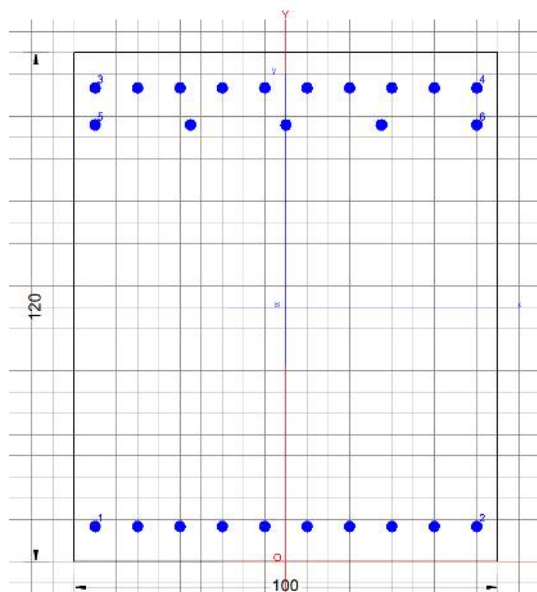
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	110 di 127

N°Comb.	N	Mx	My
1	9197	-15991 (-109672)	0 (0)
2	16655	-73881 (-100652)	0 (0)
3	9197	-15991 (-109672)	0 (0)
4	16655	-73881 (-100652)	0 (0)
5	9097	-23402 (-104672)	0 (0)
6	16755	-54389 (-102646)	0 (0)

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	9197	-15991 (-109672)	0 (0)
2	16655	-67623 (-101148)	0 (0)
3	9197	-15991 (-109672)	0 (0)
4	16655	-67623 (-101148)	0 (0)
5	9097	-21002 (-105821)	0 (0)
6	16755	-54389 (-102646)	0 (0)



RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.1 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	111 di 127

N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	12416	-15991	0	12424	-324659	0	20.05	79.6(20.1)
2	S	22484	-104655	0	22473	-329722	0	3.14	79.6(20.1)
3	S	12416	-15991	0	12424	-324659	0	20.05	79.6(20.1)
4	S	22484	-104655	0	22473	-329722	0	3.14	79.6(20.1)
5	S	9097	-30894	0	9087	-322976	0	10.41	79.6(20.1)
6	S	22619	-73425	0	22648	-329810	0	4.47	79.6(20.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.119	-50.0	0.0	0.00132	-45.0	8.3	-0.02580	-45.0	111.7
2	0.00350	0.122	-50.0	0.0	0.00137	-45.0	8.3	-0.02510	-45.0	111.7
3	0.00350	0.119	-50.0	0.0	0.00132	-45.0	8.3	-0.02580	-45.0	111.7
4	0.00350	0.122	-50.0	0.0	0.00137	-45.0	8.3	-0.02510	-45.0	111.7
5	0.00350	0.119	-50.0	0.0	0.00131	-45.0	8.3	-0.02603	-45.0	111.7
6	0.00350	0.122	-50.0	0.0	0.00138	-45.0	8.3	-0.02509	-45.0	111.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000262328	0.003500000	0.119	0.700
2	0.000000000	-0.000256036	0.003500000	0.122	0.700
3	0.000000000	-0.000262328	0.003500000	0.119	0.700
4	0.000000000	-0.000256036	0.003500000	0.122	0.700
5	0.000000000	-0.000264401	0.003500000	0.119	0.700
6	0.000000000	-0.000255925	0.003500000	0.122	0.700

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d Altezza utile sezione [cm]

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	112 di 127

bw Larghezza minima sezione [cm]
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	9582	54686	111.7	100.0	0.0071	0.1
2	S	38793	56091	111.7	100.0	0.0071	0.2
3	S	9582	54686	111.7	100.0	0.0071	0.1
4	S	38793	56091	111.7	100.0	0.0071	0.2
5	S	17534	54222	111.7	100.0	0.0071	0.1
6	S	29304	56110	111.7	100.0	0.0071	0.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.4	-50.0	0.0	-161	35.0	111.7	2500	79.6
2	S	33.1	-50.0	0.0	-909	35.0	111.7	2700	79.6
3	S	7.4	-50.0	0.0	-161	35.0	111.7	2500	79.6
4	S	33.1	-50.0	0.0	-909	35.0	111.7	2700	79.6
5	S	10.8	-50.0	0.0	-268	35.0	111.7	2600	79.6
6	S	24.2	-50.0	0.0	-628	35.0	111.7	2650	79.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00009	0	0.834	26.0	70	0.00005 (0.00005)	469	0.023 (990.00)	-109672	0
2	S	-0.00051	0	0.834	26.0	70	0.00027 (0.00027)	488	0.133 (990.00)	-100541	0
3	S	-0.00009	0	0.834	26.0	70	0.00005 (0.00005)	469	0.023 (990.00)	-109672	0
4	S	-0.00051	0	0.834	26.0	70	0.00027 (0.00027)	488	0.133 (990.00)	-100541	0
5	S	-0.00015	0	0.835	26.0	70	0.00008 (0.00008)	479	0.038 (990.00)	-104423	0
6	S	-0.00035	0	0.834	26.0	70	0.00019 (0.00019)	483	0.091 (990.00)	-102646	0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	113 di 127

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.4	-50.0	0.0	-161	35.0	111.7	2500	79.6
2	S	32.4	-50.0	0.0	-888	35.0	111.7	2700	79.6
3	S	7.4	-50.0	0.0	-161	35.0	111.7	2500	79.6
4	S	32.4	-50.0	0.0	-888	35.0	111.7	2700	79.6
5	S	10.5	-50.0	0.0	-260	35.0	111.7	2600	79.6
6	S	24.2	-50.0	0.0	-628	35.0	111.7	2650	79.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00009	0	0.834	26.0	70	0.00005 (0.00005)	469	0.023 (0.20)	-109672	0
2	S	-0.00050	0	0.834	26.0	70	0.00027 (0.00027)	488	0.130 (0.20)	-100652	0
3	S	-0.00009	0	0.834	26.0	70	0.00005 (0.00005)	469	0.023 (0.20)	-109672	0
4	S	-0.00050	0	0.834	26.0	70	0.00027 (0.00027)	488	0.130 (0.20)	-100652	0
5	S	-0.00015	0	0.835	26.0	70	0.00008 (0.00008)	479	0.037 (0.20)	-104672	0
6	S	-0.00035	0	0.834	26.0	70	0.00019 (0.00019)	483	0.091 (0.20)	-102646	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.4	-50.0	0.0	-161	35.0	111.7	2500	79.6
2	S	29.8	-50.0	0.0	-805	35.0	111.7	2650	79.6
3	S	7.4	-50.0	0.0	-161	35.0	111.7	2500	79.6
4	S	29.8	-50.0	0.0	-805	35.0	111.7	2650	79.6
5	S	9.5	-50.0	0.0	-228	35.0	111.7	2550	79.6
6	S	24.2	-50.0	0.0	-628	35.0	111.7	2650	79.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00009	0	0.834	26.0	70	0.00005 (0.00005)	469	0.023 (0.20)	-109672	0
2	S	-0.00045	0	0.836	26.0	70	0.00024 (0.00024)	484	0.117 (0.20)	-101148	0
3	S	-0.00009	0	0.834	26.0	70	0.00005 (0.00005)	469	0.023 (0.20)	-109672	0
4	S	-0.00045	0	0.836	26.0	70	0.00024 (0.00024)	484	0.117 (0.20)	-101148	0
5	S	-0.00013	0	0.836	26.0	70	0.00007 (0.00007)	475	0.032 (0.20)	-105821	0
6	S	-0.00035	0	0.834	26.0	70	0.00019 (0.00019)	483	0.091 (0.20)	-102646	0

10.4.2.2 Verifica in condizioni sismiche

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Tipologia sezione:

Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe

Normativa di riferimento:

N.T.C.

Percorso sollecitazione:

A Sforzo Norm. costante

Riferimento Sforzi assegnati:

Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità:

Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -

Classe:

C30/37

Resis. compr. di progetto fcd:

170.00 daN/cm²

Def.unit. max resistenza ec2:

0.0020

Def.unit. ultima ecu:

0.0035



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
 TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)
 OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA

RI06: MURO AD U MU13
 RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	114 di 127

Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 328360 daN/cm²
 Resis. media a trazione fctm: 29.00 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di progetto fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di progetto ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	8.3	26
2	45.0	8.3	26
3	-45.0	111.7	26
4	45.0	111.7	26
5	-45.0	103.0	26
6	45.0	103.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	26
2	3	4	8	26
3	5	6	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ. d'inerzia y

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	115 di 127

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	9197	-12424	0	-8049	0
2	16655	-161121	0	-51079	0
3	9197	-12424	0	-8049	0
4	16655	-161121	0	-51079	0
5	9097	-61797	0	-28563	0
6	16755	-45373	0	-18915	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.1 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	9197	-12424	0	9184	-297089	0	23.62	79.6(20.1)
2	S	16655	-161121	0	16670	-300292	0	1.86	79.6(20.1)
3	S	9197	-12424	0	9184	-297089	0	23.62	79.6(20.1)
4	S	16655	-161121	0	16670	-300292	0	1.86	79.6(20.1)
5	S	9097	-61797	0	9126	-297064	0	4.80	79.6(20.1)
6	S	16755	-45373	0	16729	-300317	0	6.58	79.6(20.1)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00091	0.319	-50.0	0.0	0.00070	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	111.7
2	0.00093	0.322	-50.0	0.0	0.00072	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	111.7
3	0.00091	0.319	-50.0	0.0	0.00070	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	111.7
4	0.00093	0.322	-50.0	0.0	0.00072	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	111.7
5	0.00091	0.319	-50.0	0.0	0.00070	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	111.7
6	0.00093	0.322	-50.0	0.0	0.00072	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	111.7

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI06: MURO AD U MU13 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU13 0 0 001	REV. C

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000025704	0.000914643	0.319	0.838
2	0.000000000	-0.000025841	0.000929977	0.322	0.843
3	0.000000000	-0.000025704	0.000914643	0.319	0.838
4	0.000000000	-0.000025841	0.000929977	0.322	0.843
5	0.000000000	-0.000025703	0.000914522	0.319	0.838
6	0.000000000	-0.000025842	0.000930098	0.322	0.843

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio V_y di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
 d Altezza utile sezione [cm]
 bw Larghezza minima sezione [cm]
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	8049	54236	111.7	100.0	0.0071	0.1
2	S	51079	55277	111.7	100.0	0.0071	0.1
3	S	8049	54236	111.7	100.0	0.0071	0.1
4	S	51079	55277	111.7	100.0	0.0071	0.1
5	S	28563	54222	111.7	100.0	0.0071	0.1
6	S	18915	55291	111.7	100.0	0.0071	0.1

10.4.3 VERIFICA SOLETTA INFERIORE

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime derivanti dalle analisi utilizzate nelle successive verifiche.

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLV	595.88	-2.51	-624.94	51	0.30	sis1
	595.88	-85.09	-1953.67	13	0.00	sis1
	595.88	-2.51	-624.94	51	0.30	sis1
	595.88	-190.41	-1386.09	28	0.00	sis1

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLU	360.63	36.55	-559.41	39	0.30	slu6
	450.21	36.27	-1345.76	13	0.30	slu11
	360.63	101.29	-691.85	51	0.30	slu6
	450.21	-146.33	-1056.91	21	0.00	slu8

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLE	326.60	28.23	-688.28	42	0.30	rar1
RAR	326.60	-42.44	-958.16	13	0.00	rar1

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLE	321.41	29.02	-687.65	42	0.30	fre1
FRE	321.41	-40.47	-940.20	13	0.00	fre1

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
	KN	KN	KN-m	Text	m	Text
SLE	300.64	29.05	-684.23	41	0.30	qpe
QPE	300.64	-32.61	-868.35	13	0.00	qpe

10.4.3.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	170.00 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	85.00 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	165.00 daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	118 di 127

Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 120.00 daN/cm²
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

ACCIAIO -

Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²
Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	8.3	26
2	-45.0	121.7	26
3	45.0	121.7	26
4	45.0	8.3	26
5	-45.0	114.0	26
6	45.0	114.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	3	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 6.6 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	18	10
2	7	15	3	4

Coordinate Barre generate di risvolto delle staffe:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
18	-5.0	121.7
10	-5.0	8.3
7	-35.0	8.3
15	-35.0	121.7

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-36063	-55941	0	3655	0
2	-45021	-134576	0	3627	0
3	-36063	-69185	0	10129	0
4	-45021	-105691	0	-14633	0
5	-45021	-132546	0	-6176	0
6	-32300	-95280	0	-4572	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-32660	-68828	0
2	-32660	-95816	0
3	-32660	-69744	0
4	-32660	-84627	0
5	-32660	-95816	0
6	-32660	-95816	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-32141	-68765 (-99629)	0 (0)
2	-32141	-94020 (-102426)	0 (0)
3	-32141	-69767 (-99775)	0 (0)
4	-32141	-83505 (-101449)	0 (0)

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

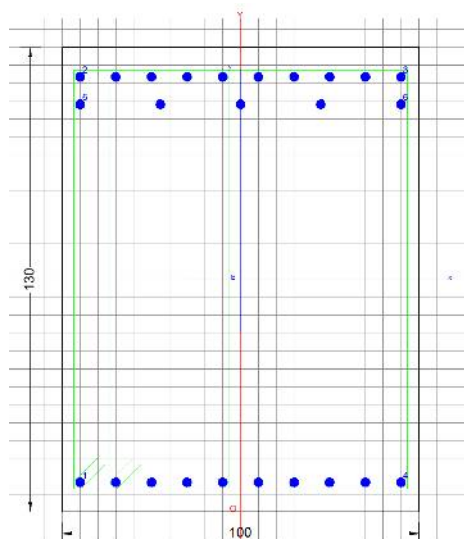
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	120 di 127

5	-32141	-94020 (-102426)	0 (0)
6	-32141	-94020 (-102426)	0 (0)

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	-30064	-68423 (-100240)	0 (0)
2	-30064	-86835 (-102326)	0 (0)
3	-30064	-69858 (-100438)	0 (0)
4	-30064	-79017 (-101549)	0 (0)
5	-30064	-86835 (-102326)	0 (0)
6	-30064	-86835 (-102326)	0 (0)



RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.1 cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	121 di 127

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-36063	-55941	0	-36055	-330433	0	6.24	79.6(26.0)
2	S	-45021	-134576	0	-45020	-325401	0	2.47	79.6(26.0)
3	S	-36063	-69185	0	-36055	-330433	0	4.98	79.6(26.0)
4	S	-45021	-105691	0	-45020	-325401	0	3.17	79.6(26.0)
5	S	-45021	-132546	0	-45020	-325401	0	2.51	79.6(26.0)
6	S	-32300	-95280	0	-32301	-332537	0	3.58	79.6(26.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.098	-50.0	0.0	0.00106	-45.0	8.3	-0.03235	-45.0	121.7
2	0.00350	0.096	-50.0	0.0	0.00100	-45.0	8.3	-0.03311	-45.0	121.7
3	0.00350	0.098	-50.0	0.0	0.00106	-45.0	8.3	-0.03235	-45.0	121.7
4	0.00350	0.096	-50.0	0.0	0.00100	-45.0	8.3	-0.03311	-45.0	121.7
5	0.00350	0.096	-50.0	0.0	0.00100	-45.0	8.3	-0.03311	-45.0	121.7
6	0.00350	0.098	-50.0	0.0	0.00108	-45.0	8.3	-0.03203	-45.0	121.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000294565	0.003500000	0.098	0.700
2	0.000000000	-0.000300849	0.003500000	0.096	0.700
3	0.000000000	-0.000294565	0.003500000	0.098	0.700
4	0.000000000	-0.000300849	0.003500000	0.096	0.700
5	0.000000000	-0.000300849	0.003500000	0.096	0.700
6	0.000000000	-0.000291984	0.003500000	0.098	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 6.6 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	122 di 127

Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	3655	465503	204009	121.7	100.0	1.000	1.000	0.9	47.6(0.0)
2	S	3627	465503	204009	121.7	100.0	1.000	1.000	0.8	47.6(0.0)
3	S	10129	465503	204009	121.7	100.0	1.000	1.000	2.4	47.6(0.0)
4	S	14633	465503	204009	121.7	100.0	1.000	1.000	3.4	47.6(0.0)
5	S	6176	465503	204009	121.7	100.0	1.000	1.000	1.4	47.6(0.0)
6	S	4572	465503	204009	121.7	100.0	1.000	1.000	1.1	47.6(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	22.4	50.0	0.0	-1023	35.0	121.7	2700	79.6
2	S	32.4	50.0	0.0	-1347	35.0	121.7	2700	79.6
3	S	22.7	50.0	0.0	-1034	35.0	121.7	2700	79.6
4	S	28.3	50.0	0.0	-1213	35.0	121.7	2700	79.6
5	S	32.4	50.0	0.0	-1347	35.0	121.7	2700	79.6
6	S	32.4	50.0	0.0	-1347	35.0	121.7	2700	79.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max * (e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00056	0	0.500	26.0	70	0.00031 (0.00031)	388	0.119 (0.20)	-99475	0
2	S	-0.00074	0	0.500	26.0	70	0.00040 (0.00040)	388	0.157 (0.20)	-102448	0
3	S	-0.00056	0	0.500	26.0	70	0.00031 (0.00031)	388	0.120 (0.20)	-99610	0
4	S	-0.00066	0	0.500	26.0	70	0.00036 (0.00036)	388	0.141 (0.20)	-101426	0
5	S	-0.00074	0	0.500	26.0	70	0.00040 (0.00040)	388	0.157 (0.20)	-102448	0
6	S	-0.00074	0	0.500	26.0	70	0.00040 (0.00040)	388	0.157 (0.20)	-102448	0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	22.4	-50.0	0.0	-1020	35.0	121.7	2700	79.6
2	S	31.8	50.0	0.0	-1322	35.0	121.7	2700	79.6
3	S	22.8	50.0	0.0	-1032	35.0	121.7	2700	79.6
4	S	27.9	-50.0	0.0	-1196	35.0	121.7	2700	79.6
5	S	31.8	50.0	0.0	-1322	35.0	121.7	2700	79.6
6	S	31.8	50.0	0.0	-1322	35.0	121.7	2700	79.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00056	0	0.500	26.0	70	0.00031 (0.00031)	388	0.119 (0.20)	-99629	0
2	S	-0.00072	0	0.500	26.0	70	0.00040 (0.00040)	388	0.154 (0.20)	-102426	0
3	S	-0.00056	0	0.500	26.0	70	0.00031 (0.00031)	388	0.120 (0.20)	-99775	0
4	S	-0.00065	0	0.500	26.0	70	0.00036 (0.00036)	388	0.139 (0.20)	-101449	0
5	S	-0.00072	0	0.500	26.0	70	0.00040 (0.00040)	388	0.154 (0.20)	-102426	0
6	S	-0.00072	0	0.500	26.0	70	0.00040 (0.00040)	388	0.154 (0.20)	-102426	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	22.5	-50.0	0.0	-1003	35.0	121.7	2700	79.6
2	S	29.3	50.0	0.0	-1223	35.0	121.7	2700	79.6
3	S	23.0	50.0	0.0	-1020	35.0	121.7	2700	79.6
4	S	26.4	50.0	0.0	-1130	25.0	121.7	2700	79.6
5	S	29.3	50.0	0.0	-1223	35.0	121.7	2700	79.6
6	S	29.3	50.0	0.0	-1223	35.0	121.7	2700	79.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00055	0	0.500	26.0	70	0.00030 (0.00030)	388	0.117 (0.20)	-100240	0
2	S	-0.00067	0	0.500	26.0	70	0.00038 (0.00037)	388	0.147 (0.20)	-102326	0
3	S	-0.00056	0	0.500	26.0	70	0.00031 (0.00031)	388	0.119 (0.20)	-100438	0
4	S	-0.00062	0	0.500	26.0	70	0.00034 (0.00034)	388	0.131 (0.20)	-101549	0
5	S	-0.00067	0	0.500	26.0	70	0.00038 (0.00037)	388	0.147 (0.20)	-102326	0
6	S	-0.00067	0	0.500	26.0	70	0.00038 (0.00037)	388	0.147 (0.20)	-102326	0

10.4.3.2 Verifica in condizioni sismiche

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	124 di 127

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	170.00 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	85.00 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360 daN/cm ²
Resis. media a trazione fctm:	29.00 daN/cm ²	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	8.3	26
2	-45.0	121.7	26
3	45.0	121.7	26
4	45.0	8.3	26
5	-45.0	114.0	26
6	45.0	114.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	3	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 6.6 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	20	12
2	9	17	3	4

Coordinate Barre generate di risvolto delle staffe:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
20	15.0	121.7
12	15.0	8.3
9	-15.0	8.3
17	-15.0	121.7

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-59588	-62494	0	-251	0
2	-59588	-195367	0	-8509	0
3	-59588	-62494	0	-251	0
4	-59588	-138609	0	-19041	0
5	-59588	-195367	0	-8509	0
6	-59069	-193571	0	-8313	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.1 cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.5 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-59588	-62494	0	-59573	-296113	0	5.12	79.6(26.0)
2	S	-59588	-195367	0	-59573	-296113	0	1.53	79.6(26.0)
3	S	-59588	-62494	0	-59573	-296113	0	5.12	79.6(26.0)
4	S	-59588	-138609	0	-59573	-296113	0	2.19	79.6(26.0)
5	S	-59588	-195367	0	-59573	-296113	0	1.53	79.6(26.0)
6	S	-59069	-193571	0	-59092	-296349	0	1.55	79.6(26.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00074	0.274	-50.0	0.0	0.00056	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	121.7
2	0.00074	0.274	-50.0	0.0	0.00056	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	121.7
3	0.00074	0.274	-50.0	0.0	0.00056	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	121.7
4	0.00074	0.274	-50.0	0.0	0.00056	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	121.7
5	0.00074	0.274	-50.0	0.0	0.00056	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	121.7
6	0.00074	0.275	-50.0	0.0	0.00056	-45.0	8.3	-0.00196	-45.0	121.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000022153	0.000739566	0.274	0.783
2	0.000000000	-0.000022153	0.000739566	0.274	0.783
3	0.000000000	-0.000022153	0.000739566	0.274	0.783
4	0.000000000	-0.000022153	0.000739566	0.274	0.783
5	0.000000000	-0.000022153	0.000739566	0.274	0.783
6	0.000000000	-0.000022161	0.000740532	0.275	0.783

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	6.6 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	251	465503	293773	121.7	100.0	1.000	1.000	0.1	68.5(0.0)



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)
OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA

RI06: MURO AD U MU13
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 26	CL	MU13 0 0 001	C	127 di 127

2	S	8509	465503	293773	121.7	100.0	1.000	1.000	2.0	68.5(0.0)
3	S	251	465503	293773	121.7	100.0	1.000	1.000	0.1	68.5(0.0)
4	S	19041	465503	293773	121.7	100.0	1.000	1.000	4.4	68.5(0.0)
5	S	8509	465503	293773	121.7	100.0	1.000	1.000	2.0	68.5(0.0)
6	S	8313	465503	293773	121.7	100.0	1.000	1.000	1.9	68.5(0.0)