

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PRODUZIONE SUD ED ISOLE

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI
VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA
VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO
PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012

OPERA DI PROTEZIONE BADAGNANO - RAMO 12

RELAZIONE DI CALCOLO MURI AD "U"

SCALA:

-

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

N7D2 01 D 78 CL OC0700 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione esecutivo	A. Ingletti	Apr. 2016	G. Giustino	Apr. 2016	M. Marino	Apr. 2016	D. Tiberti	

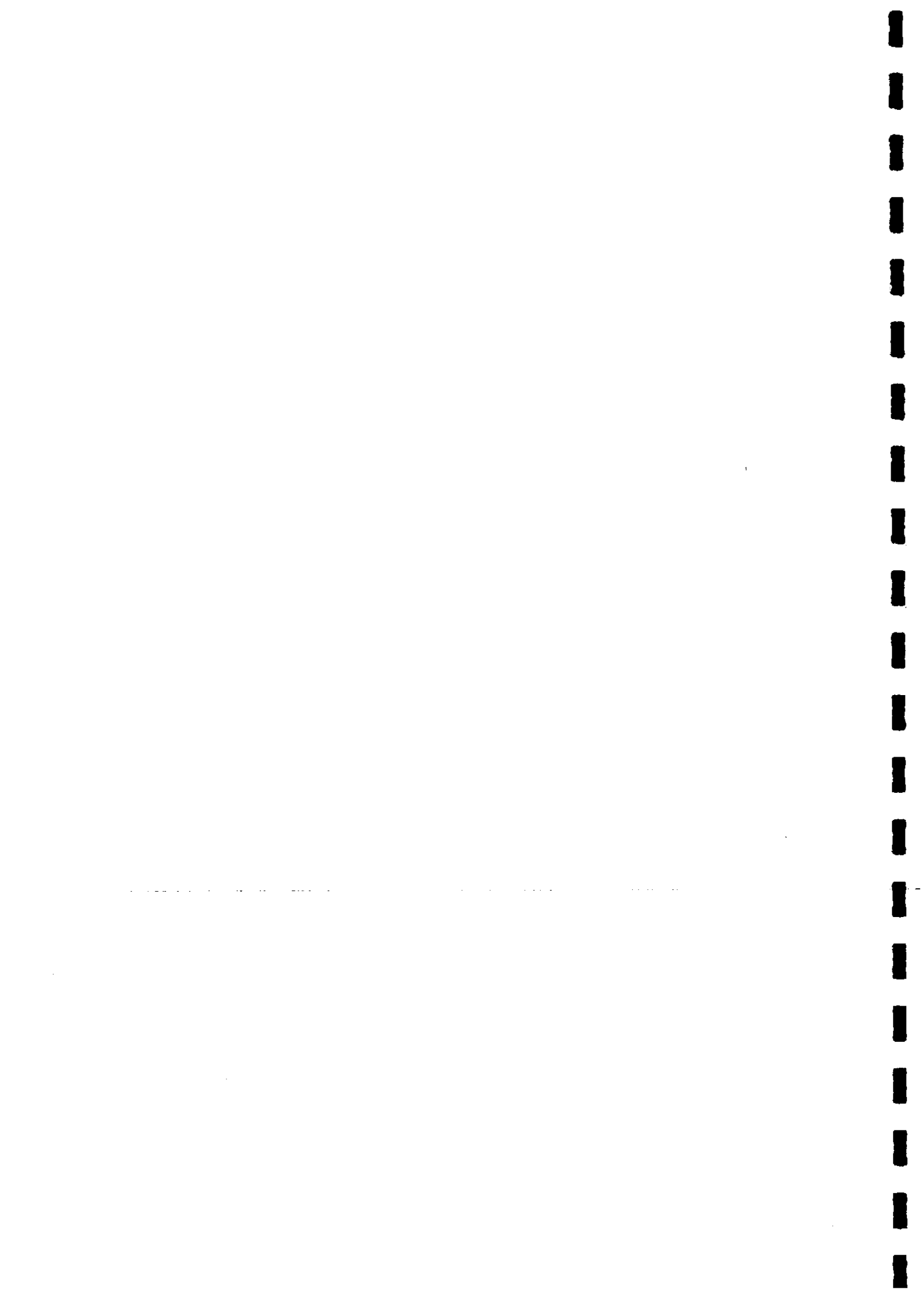
Stampato dal Service

File: N7D201D78CLOC0700002A.doc

di plottaggio ITALFERR S.p.A.

n. Elab.: 95

ALBA s.r.l.





LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI
VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA
VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO
PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	2 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.1	CALCESTRUZZO C30/37 (PARAMENTO E FONDAZIONE)	7
4.2	ACCIAIO B450C	8
5	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI	10
5.1	VITA NOMINALE	10
5.2	CLASSE D'USO	10
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	10
5.4	ACCELERAZIONE DI PROGETTO	11
5.5	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	12
5.6	CONDIZIONE TOPOGRAFICA	12
5.7	SPETTRI ELASTICI DI PROGETTO	12
6	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	15
6.1	STRATIGRAFIA	15
6.1	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	17
6.2	CALCOLO DELLA COSTANTE DI WINKLER	18
7	MODELLO DI CALCOLO	19
8	CALCOLO DELLE SPINTE ED ANALISI DEI CARICHI	20
8.1	METODO DI MONONOB-OKABE	20
8.2	SPINTA IN PRESENZA DI FALDA	21
8.3	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	22
8.4	ANALISI DEI CARICHI	24

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	3 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

8.5	CARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO	28
8.6	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	31
9	SOLLECITAZIONI.....	32
10	VERIFICHE STRUTTURALI.....	37
10.1	CRITERI DI VERIFICA.....	37
10.2	PIEDRITTI – VERIFICA A FLESSIONE.....	39
10.3	SOLETTA – VERIFICA A FLESSIONE.....	40
10.4	PIEDRITTI – VERIFICA A TAGLIO.....	41
10.5	SOLETTA – VERIFICA A TAGLIO.....	42
11	VERIFICHE A FESSURAZIONE	43
11.1	CRITERI DI VERIFICA.....	43
11.2	PIEDRITTI.....	46
11.3	SOLETTA.....	47
12	VERIFICHE GEOTECNICHE	48
12.1	VERIFICA AL CARICO LIMITE.....	48
12.2	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	51
12.3	VERIFICHE DI PORTANZA	53

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione della viabilità di accesso alla stazione AV Napoli-Afragola sulla linea AV Milano-Napoli tratta Roma-Napoli di cui alla lettera b) dell'articolo 6 dell'Accordo Procedimentale RFI- Comune di Afragola".

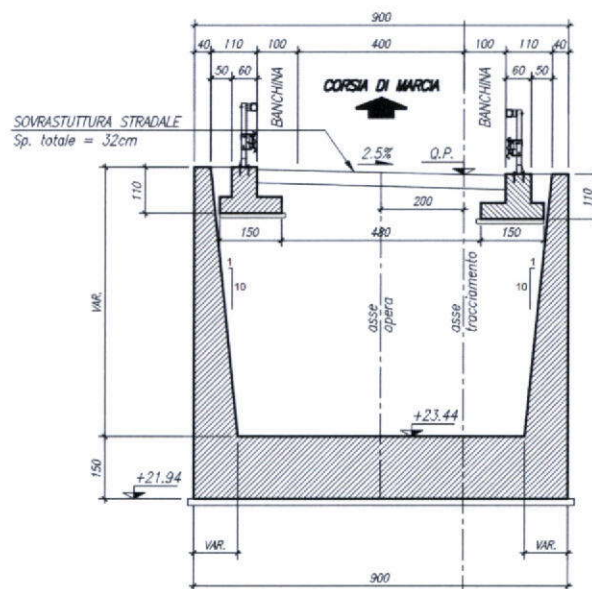
L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "Opere civili minori".

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione ha per oggetto le analisi e le verifiche del muro ad U che contengono il rilevato di approccio all'opera di protezione del collettore "Badagnano" sul "ramo 12" (OC07) tra le progressive 0+300.19 km e 0+312.89 km.

In particolare l'opera è realizzata con una soletta di fondo di spessore 1.5 m e larghezza 9 m con piedritti di altezza pari a circa 7.00m a sezione variabile. I muri hanno uno sviluppo di 5.30 m.

Si riporta una sezione della struttura in esame:



	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA'DI CUI ALLA LETTERA b)DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RELAZIONE DI CALCOLO	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	5 di 56

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 n. 1086 - *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica*;
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64 - *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*;
- D.M. 14 gennaio 2008 - *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*;
- UNI EN 1992-1-1 - *Progettazione delle strutture di calcestruzzo*;
- UNI EN 206-1-2001 - *Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità*.

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	6 di 56

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per quanto concerne i materiali impiegati, si utilizza in conformità alla tabella materiali riportata al seguito, calcestruzzo di classe C30/37 ed acciaio per barre di armatura B450C.

TABELLA MATERIALI					
CALCESTRUZZO					
Classe di lavorabilità	Classe di resistenza minima C_{fck}/f_{ctk}	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	D _{max} (mm)	Campi di impiego	
S4-S5	C45/55	XC4	20	- Impalcati ed elementi in c.a.p. prefabbricati	
S5	C45/55	XC4	20	- Impalcati ed elementi in c.a.p. gettati in opera	
S4	C35/45	XC4	25	- Elementi prefabbricati in c.a. per strutture fuori terra	
S4	C35/45	XC4	20	- Predalles con funzioni strutturali	
S3-S4	C35/45	XC4	20	- Volete prefabbricate	
S3-S4	C32/40	XC4	20	- Predalles senza funzioni strutturali	
S3-S4	C32/40	XC4	25	- Elementi prefabbricati senza funzioni strutturali	
S4-S5	C32/40	XC4	25	- Impalcati in c.a. ordinari	
S3-S4	C32/40	XC4	25	- Solette in c.a. gettate in opera in elevazione	
S3-S4	C32/40	XC4	25	- Rile e spalle	
S3-S4	C32/40	XC4	25	- Boggioni e pulvini	
S3-S4	C32/40	XC4	25	- Strutture in c.a. in elevazione	
S3-S4	C32/40	XC4	25	- Cordola barriera bordo ponte	
S3-S4	C30/37	XC3	25	- Muri ad "U", di controripa/sottoscarpa e scalolari per opere di protezione acquedotti	
S3-S4	C25/30	XC2	25	- Fondazioni armate	
S3-S4	C25/30	XC2	25	- Cunette canalette e cordoli	
S4-S5	C25/30	XC2	25	- Pali (di paratie o opere di sostegno) e relativi cordoli di collegamento gettati in opera inclusa la soletta di copertura delle opere di scavo alla Nuova Badagnano	
S4-S5	C25/30	XC2	25	- Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	
S3-S4	C25/30	XC2	18	- Pali ad elica continua	
S3-S4	C12/15	XD	—	- Magrone e riempimento di livellamento	
ACCIAIO					
ACCIAIO IN BARRE PER GETTI E RETI ELETTRICALI			B450C $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$ $R_{m} \geq 540 \text{ MPa}$ $1,15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1,35$ f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento f_{tk} = tensione caratteristica di rottura		
ACCIAIO ARMONICO DI TIPO STABILIZZATO PER TRAVI E TRAVERSI			Trefoli Ø0,6" $f_{tk} \geq 1860 \text{ MPa}$ - $f_{tk} \geq 1670 \text{ MPa}$ a trave		
ACCIAIO PER ARMATURA MICROPALE			S275JR		

LE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI INDICATE IN TABELLA SONO REQUISITI MINIMI VALIDI PER TUTTO IL PROGETTO E DEVONO CONSIDERARSI SUPERATE DALLE PRESCRIZIONI RIPORTATE SUGLI ELABORATI DELLE SINGOLE OPERE, OVE PIU' RESTRITTIVE.

PRESCRIZIONI

COPRIFERRO NETTO

- PALI DI FONDAZIONI E PER PARATIE	S=60 mm
- PALI AD ELICA CONTINUA	S=7,5 mm
- FONDAZIONI ARMATE	S=40 mm
- OPERE IN ELEVAZIONE IN VISTA (PIE, SPALLE, BOGGIONI, PULVINI)	S=40 mm
- OPERE IN ELEVAZIONE CON SUPERFICI INTERRATE O NON ISPEZIONABILI	S=40 mm
- SOLETTE DA PONTE - ESTRADOSSO	S=35 mm
- SOLETTE DA PONTE - INTRADOSSO (GETTO IN OPERA)	S=35 mm
- SOLETTE DA PONTE - INTRADOSSO (GETTO SU PREDALLES)	S=20 mm
- IMPALCATI - ARMATURA ORDINARIA	S=40 mm
- IMPALCATI IN C.A.P. - CAVI PRE-TESI	S=max(30mm, 50mm)
- IMPALCATI IN C.A.P. - CAVI POST-TESI	S=max(30mm, 50mm)
- VELELETTE	S=30 mm
- PREDALLES CON FUNZIONI STRUTTURALI	S=25 mm
- PREDALLES SENZA FUNZIONI STRUTTURALI	S=max(30mm, 20mm)
- CUNETTE, CANALLETTE E CORDOLI	S=40 mm



	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA'DI CUI ALLA LETTERA b)DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012 PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U” RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	7 di 56

4.1 CALCESTRUZZO C30/37 (PARAMENTO E FONDAZIONE)

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici e cubici, espressa in MPa. Alla tabella 4.1.I delle NTC sono riportate le classi di resistenza. Per l'opera strutturale in esame, come detto, si utilizza calcestruzzo C30/37. Con riferimento alla normativa vigente si riportano le caratteristiche del materiale utilizzato.

[NTC – 4.1.2.1.1.1] La resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo f_{cd} è calcolata:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{30 \cdot 0.85}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

dove:

- α_{cc} è il coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione, pari a 0.85;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

[NTC – 11.2.10.3] Per modulo elastico del calcestruzzo, in sede di progettazione, si può assumere:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 22000 \cdot \left[\frac{38}{10} \right]^{0.3} = 32837 \text{ MPa}$$

dove f_{cm} è il valore medio della resistenza cilindrica, calcolato come segue:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 30 + 8 = 38 \text{ MPa}$$

[NTC – 4.1.2.1.1.2] La resistenza di calcolo a trazione f_{ctd} è definita come:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = 1.35 \text{ MPa}$$

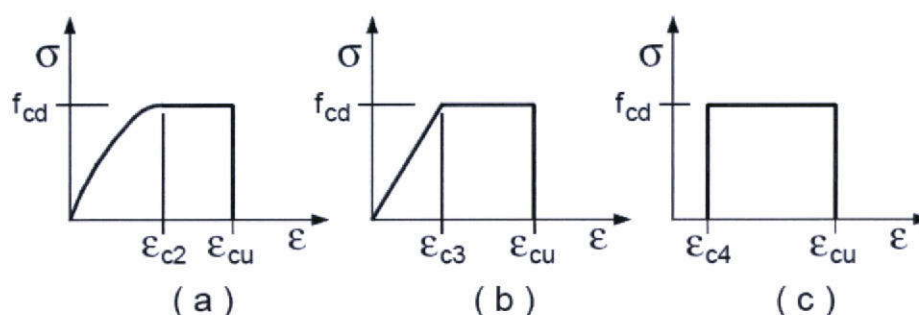
dove [NTC – 11.2.10.2]:

- f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;
- f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice (assiale) per classi inferiori o uguali a C50/60.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.90 \text{ MPa}$$

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ε_{cu} . Nella seguente figura sono riportati i diagrammi di calcolo σ - ε .



Modelli rappresentativi del comportamento del calcestruzzo presenti in normativa: a) parabola-rettangolo; b) triangolo-rettangolo; c) rettangolo (stress-block)

Nelle verifiche allo stato limite di esercizio, la massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare le seguenti limitazione [NTC – 4.1.2.2.5.1]:

$$\sigma_c = 0.55 f_{ck} = 13.75 \text{ MPa (comb. rara)}$$

$$\sigma_c = 0.40 f_{ck} = 10.00 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

4.2 ACCIAIO B450C

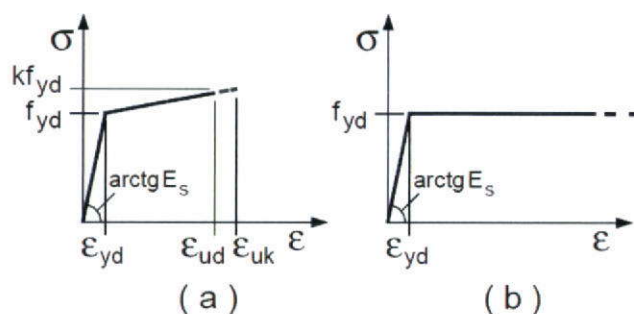
Come prescritto dalle norme, per il calcestruzzo armato deve essere utilizzato acciaio B450C. La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da [NTC – 4.1.6]:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

dove:

- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari ad 1,15 per tutti i tipi di acciaio;
- f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio [NTC – 11.3.2].

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale. Di seguito sono rappresentati i modelli σ - ϵ per l'acciaio



Modelli rappresentativi del comportamento dell'acciaio proposti dalla norma

[NTC – 11.3.4.1] In sede di progettazione si può assumere convenzionalmente il valore nominale del modulo elastico, pari a:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Nelle verifiche allo stato limite di esercizio, la massima tensione di trazione dell'acciaio σ_s deve rispettare la seguente limitazione [NTC – 4.1.2.2.5.2]:

$$\sigma_s = 0.75 f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$$



LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI
VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA
VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO
PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

N7D2

01

D 78 CL

OC 07 00 002

A

10 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

5 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali. L'azione sismica di seguito definita è stata effettuata con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia alla vita (SLV).

Poichè la viabilità in oggetto rappresenterà la rete viaria principale di accesso alla Stazione AV Napoli Afragola per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati, a vantaggio di sicurezza, i seguenti valori: $V_n=75$ anni e classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.50$.

5.1 Vita nominale

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

La vita nominale assegnata $V_N = 75$ anni.

5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla 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.”

Con riferimento alla classe d'uso sopra definita il coefficiente d'uso è $C_U=1.5$.

5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

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

La vita di riferimento V_R è quindi pari a 112.5 anni.

Tale valore di V_r risulta superiore a quanto previsto dalla normativa vigente per l'Asse Mediano (strada di categoria B). Per esso infatti si avrebbe: $V_n = 50$ anni e $c_u = 2.0$ da cui: $V_r=100\text{anni}<112.5$.

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012 PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U" RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA N7D2	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO OC 07 00 002	REV. A	FOGLIO 11 di 56

5.4 Accelerazione di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C. 2008, dalle accelerazioni ag e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle N.T.C. 2008 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

ag accelerazione orizzontale massima del terreno;

F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno TR considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50-esimo percentile ed attribuendo ad:

ag il valore previsto dalla pericolosità sismica

F0 e TC* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC08 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vita di riferimento. A tal fine occorre fissare:

la vita di riferimento VR della costruzione,

le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica TR, espresso in anni. Fissata la vita di riferimento VR, i due parametri TR e PVR sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

I valori dei parametri ag, F0 e TC* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC08.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito ag è espressa in g ($=9.81\text{m/sec}^2$); F0 è adimensionale, TC* è espresso in secondi.

L'opera è ubicata nel comune di Afragola alla quale corrispondono i parametri di pericolosità sismica riportati in tabella sotto.

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012 PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U" RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA N7D2	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO OC 07 00 002	REV. A	FOGLIO 12 di 56

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.070	2.346	0.324
SLD	113	0.090	2.354	0.335
SLV	1068	0.214	2.471	0.354
SLC	2193	0.265	2.559	0.356

5.5 Categoria di sottosuolo

Sulla base di quanto si desume dalle indagini effettuate nel sito in oggetto il suolo presente è classificabile in *Categoria C*.

5.6 Condizione topografica

Le condizioni topografiche superficiali dell'area nella quale ricade l'opera in esame sono ascrivibili nella categoria topografica T1.

5.7 Spettri elastici di progetto

Si riportano di seguito lo spettro di progetto utilizzato per le azioni orizzontali e quello per le azioni verticali: in entrambi i casi il fattore di struttura utilizzato è $q=1$.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_a	0.214 g
F_a	2.471
T_c	0.354 s
S_s	1.382
C_s	1.479
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.382
η	1.000
T_B	0.175 s
T_C	0.524 s
T_D	2.457 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_s \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

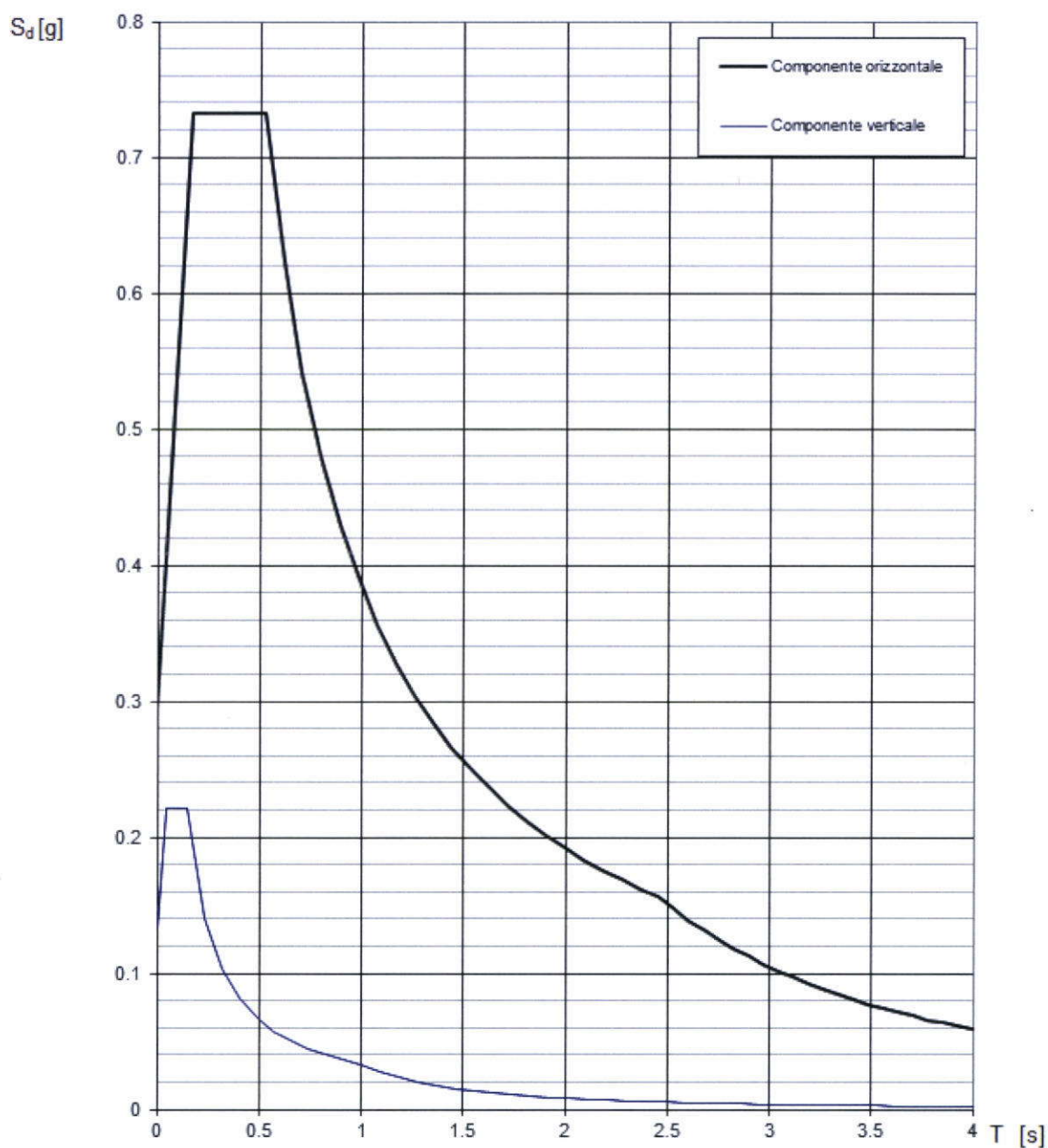
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.296
T_B	0.175	0.732
T_C	0.524	0.732
	0.616	0.623
	0.708	0.542
	0.800	0.479
	0.892	0.430
	0.984	0.390
	1.076	0.356
	1.168	0.328
	1.260	0.304
	1.353	0.284
	1.445	0.265
	1.537	0.250
	1.629	0.235
	1.721	0.223
	1.813	0.212
	1.905	0.201
	1.997	0.192
	2.089	0.184
	2.181	0.176
	2.273	0.169
	2.365	0.162
T_D	2.457	0.156
	2.531	0.147
	2.604	0.139
	2.678	0.131
	2.751	0.124
	2.825	0.118
	2.898	0.112
	2.972	0.107
	3.045	0.102
	3.119	0.097
	3.192	0.092
	3.265	0.088
	3.339	0.085
	3.412	0.081
	3.486	0.078
	3.559	0.074
	3.633	0.071
	3.706	0.069
	3.780	0.066
	3.853	0.063
	3.927	0.061
	4.000	0.059

Spettro SLV azioni orizzontali

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

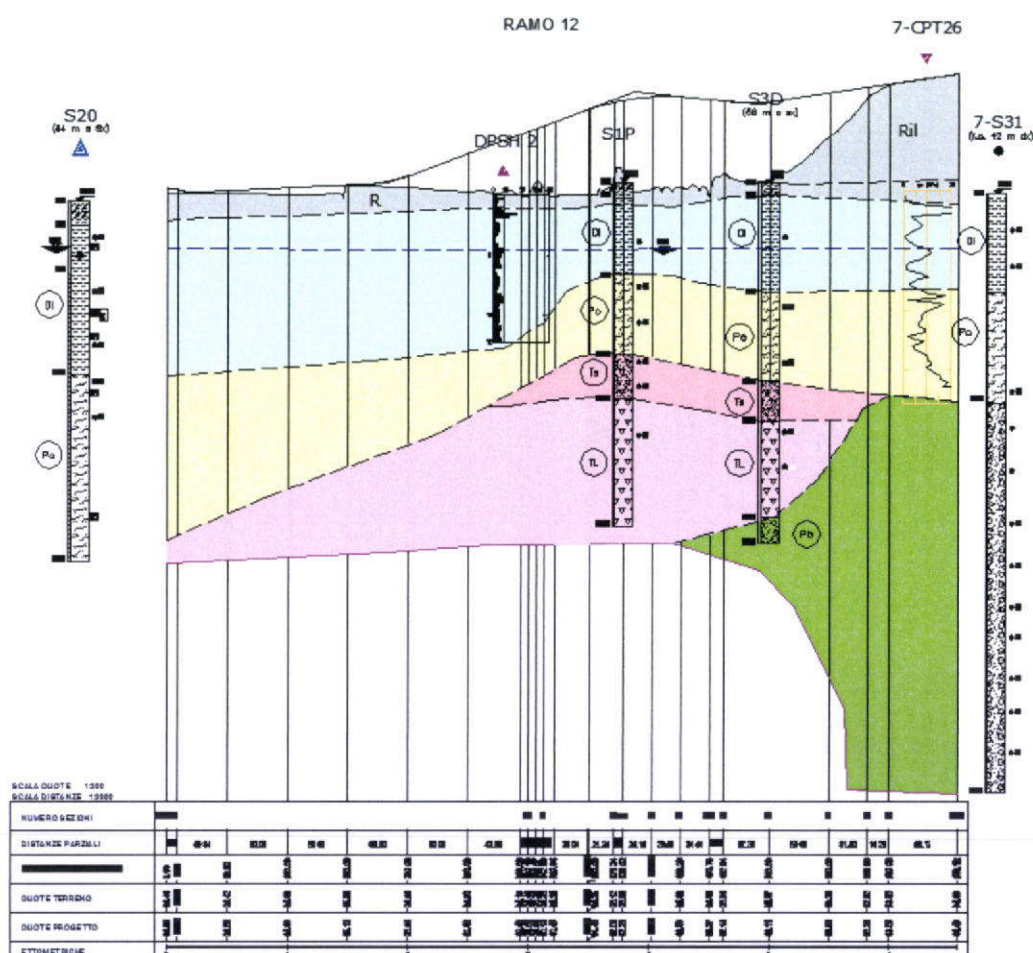


Spettri SLV orizzontali e verticali

6 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

6.1 stratigrafia

Il profilo geologico di riferimento per l'opera in oggetto è riportato di seguito:





LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI
VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA
VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO
PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	16 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

PARAMETRI GEOTECNICI

	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E_o [MPa]	E [MPa]
R	17-19	0	25-30	50-200	
Di	15-17	5-15	27-32		4-10
Po	15-17	0	35-40		8-17
TL	15-16	50-100	35-40	200-400*	
TS	15-16	0-5	32-38		

Dove:

γ = peso di volume naturale

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

c' = coesione drenata

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

E = modulo di elasticità (ottenuto da correlazioni con prove SPT)

E_o = modulo di deformazione elastico iniziale, ovvero a piccole deformazioni

$E'_{op,1} = E_o/3$ modulo di deformazione operativo per il calcolo dei cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni dirette

$E'_{op,2} = E_o/10$ modulo di deformazione operativo per il calcolo dei cedimenti dei rilevati.

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA'DI CUI ALLA LETTERA b)DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RELAZIONE DI CALCOLO	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	17 di 56

6.1 Parametri geotecnici di progetto

Nella progettazione dell'opera si considerano i seguenti parametri geotecnici:

Rinterro

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

$\varphi' = 35^\circ$ Angolo di attrito interno

$c' = 0$ Coesione

$\delta = 0^\circ$ Angolo di attrito terreno – muro

Terreno di fondazione

$\varphi' = 28^\circ$ Angolo di attrito interno

$c' = 5 \text{ kN/m}^2$ Coesione

$\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$ Peso di volume

quota falda = a -5.5 m dal piano campagna

6.2 Calcolo della costante di Winkler

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

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

E ₀	150	Mpa	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni
E	30	Mpa	modulo elastico del terreno (assunto pari a E ₀ /5)
ν	0.3	-	coefficiente di Poisson =0.3;
B	5.3	m	larghezza della fondazione.
L	9	m	lato maggiore della fondazione
ct	1.14	-	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	5477	kN/m ³	coefficiente di sottofondo alla Winkler

Fattore di forma per la stima del coefficiente di Winkler

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

dove L è il lato maggiore della fondazione.

Nel calcolo si assume Kw= 5500 kN/m³

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA'DI CUI ALLA LETTERA b)DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012 PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U” RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	19 di 56

7 MODELLO DI CALCOLO

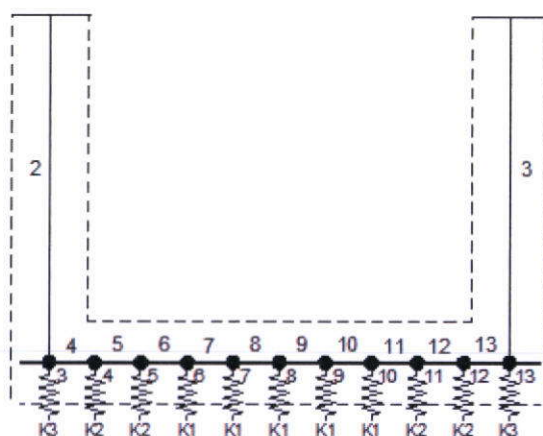
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno - struttura.

Per le molle centrali (K1) si considera una rigidezza pari alla costante di Winkler moltiplicata per l'interasse tra i nodi. Per quelle in prossimità dei piedritti (K2) si considera un coefficiente di amplificazione di 1.5. Per quelle in corrispondenza dei piedritti (K3) si considera un coefficiente di amplificazione di 2.0.

Si riporta di seguito una figura del modello di calcolo con indicazione dei nodi, delle aste e delle molle.



Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni viene svolto con il programma di calcolo SAP2000.

8 CALCOLO DELLE SPINTE ED ANALISI DEI CARICHI

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

In tale relazione si è utilizzato l'approccio 2 con i coefficienti A1-M1-R3

8.1 Metodo di Mononobe-Okabe

Il metodo di Mononobe-Okabe adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb : un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale . Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell'attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione

$$S = 1/2(1 \pm k_h) \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

L'angolo θ è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove k_h e k_v rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA'DI CUI ALLA LETTERA b)DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RELAZIONE DI CALCOLO	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	21 di 56

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH)K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

8.2 Spinta in presenza di falda

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

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



LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI
VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA
VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO
PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	22 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

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

8.3 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{\text{sat}}/(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012 PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U" RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA N7D2	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO OC 07 00 002	REV. A	FOGLIO 23 di 56

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	24 di 56

8.4 Analisi dei carichi

(a) Caratteristiche materiali e terreno

Calcestruzzo armato - Peso specifico	γ	25	kN/m ³
Calcestruzzo armato - Res. caratteristica	R_{ck}	30	N/mm ²
Terreno del rilevato - Peso specifico	γ	19	kN/m ³
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	φ	35	°

b) Geometria

Spessore soletta inferiore	Ss	1.5	m
Spessore piedritti	Sp	0.4-1.10	m
Altezza netta piedritti	Hint	7.00	m
Larghezza totale	Ltot	9.00	m
Lunghezza totale	Ltot	5.30	m
Larghezza carreggiata	Lcar	6.00	m

(c) Rigidezze molle

Interasse molle	i	$(1.10/2 + 7.9 + 1.10/2) / 10 =$	0.79	m
Molle centrali	K1	$5500 \times 0.79 =$	4345	kN/m
Molle intermedie	K2	$1.5 \times 5500 \times 0.79 =$	6517.5	kN/m
Molle laterali	K3	$2.0 \times 5500 \times (0.79/2 + 1.10/2) =$	10395	kN/m

(d) Persi propri e Carichi permanenti (condizioni G1k e G2k)

Pesi propri	G1k	Volume cls x γ_{cls} (calcolato in modo automatico dal programma)		
Rilevato stradale	G2k	Hint. x $\gamma_{terr.} = 7 \times 19 =$	133	kN/m ²

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

N7D2

01

D 78 CL

OC 07 00 002

A

25 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO
(e) Carichi accidentali
 Q_{acc} carico uniformemente ripartito relativo al traffico veicolare

 20 kN/m²
(f) Spinta del terreno in fase statica (Condizioni SPTSX_k0 e SPTDX_K0)

Peso terreno	γ	19	kN/m ³
angolo di attrito	ϕ	35	°
Angolo di attrito terra muro	δ	0	°
K0	$1 - \tan(35^\circ) =$	0.426	
Larghezza interessata dalla spinta	B	1	m
Risultante spinta terreno	$F_x = \frac{1}{2} \times K0 \times \gamma \times H^2 \times B = \frac{1}{2} \times 0.426 \times 19 \times 7^2$	198.3	KN
Spinta alla quota di testa piedritto.	$p1 = K0 \times \gamma \times z = 0.426 \times 19 \times 0 =$	0	kN/m ²
Spinta alla quota base piedritto.	$p2 = K0 \times \gamma \times z = 0.426 \times 19 \times 7 =$	56.7	kN/m ²

(g) Spinta del carico accidentale (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)

Spinta dovuta ai carichi da traffico Q_{acc}	$p = K0 \times q_m \times \Delta z = 0.426 \cdot 20 \cdot 1 =$	8.53	kN/m ²
--	--	------	-------------------

(h) Sisma orizzontale (Condizione SISMAH/V)

Stato limite	Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	VN	75	anni
Classe d'uso		III	
Coefficiente CU	CU	1.5	
Periodo di riferimento	VR	112.5	anni
Accelerazione orizzontale	ag/g	0.216	
Amplificazione spettrale	Fo	2.440	
Categoria sottosuolo	A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	Ss	1.384	
Coeff. Amplificazione topografica	St	1	

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U"

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	26 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

Coefficiente S	S	=S _s · S _t	1.384
accelerazione orizzontale max	a _{max} /g	=a _g /g · S	0.299
Fattore di struttura	q		1.00
Coeff. sismico orizzontale	k _h	=a _{max} /g	0.299
Coeff. sismico verticale	k _v	= ±0.5 · k _h	0.149

(i) Spinta del terreno con k_a (Condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso terreno	γ	19	kN/m ³
angolo di attrito	φ	35	°
Angolo di attrito terra muro	δ	0	°
K _a	Formulazione di Coulomb	0.271	
Altezza piedritto	H	7	m
Larghezza interessata dalla spinta	B	1	m
Risultante spinta terreno	$F_x = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times B = \frac{1}{2} \times 0.271 \times 19 \times 7^2$	126.15	KN
Spinta alla quota di testa piedritto.	$p1 = K_a \times \gamma \times z = 0.271 \times 19 \times 0 =$	0	kN/m ²
Spinta alla quota base piedritto.	$p2 = K_a \times \gamma \times z = 0.271 \times 19 \times 7 =$	36.0	kN/m ²

(l) Spinta del terreno in fase sismica (Condizione SPSDX)

parametri sismici

a _g	=	0.216	g	accelerazione di picco
SS	=	1.38		coefficiente di amplificazione stratigrafica
ST	=	1.00		coefficiente di amplificazione topografica
S	=	1.38		
b _m	=	1.00		coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
a _{max}	=	0.298	g	accelerazione massima
K _h	=	0.298		coefficiente sismico orizzontale
K _v	=	0.149		coefficiente sismico verticale

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	27 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

Ipotesi di struttura flessibile

ϕ	=	35	°	angolo di attrito
ψ	=	90	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
β	=	0	°	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
δ	=	0	°	angolo di resistenza a taglio tra terreno-muro
θ	=	14.55	°	angolo definito per livello di falda al di sotto dell'opera di sostegno dalla relazione $\tan(q) = Kh/(1 \pm Kv)$
K1	=	0.4426		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $b < F-q$
K2	=	0.937		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) per $b > F-q$
K	=	0.443		coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) effettivo
Ed	=	236.75	kN	spinta terreno in fase sismica (Mononobe-Okabe)
F (Ka)	=	126.15	kN	spinta terreno in fase statica in condizione di spinta attiva
$\Delta S = ED - F$	=	110.61	kN	incremento di spinta in fase sismica (ipotesi struttura flessibile)
Valore adottato				
ΔS	=	110.61	kN	Risultante dell'incremento di spinta di terreno in fase sismica
$\Delta S/H$	=	15.80	KN/m	dell'incremento di spinta di terreno in fase sismica uniformemente distribuito su H piedritto

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA'DI CUI ALLA LETTERA b)DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012 PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U” RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	28 di 56

8.5 Carico accidentale da traffico

I carichi mobili su rilevato stradale in generale vengono considerati con la seguente intensità:

$$Q_{acc} = 20 \text{ kN/m}^2$$

Per l'opera in oggetto viene calcolato il sovraccarico uniformemente distribuito sul rilevato considerando l'accidentale definito al punto 5.1.3.3.5 NTC 2008 e punto 5.1.3.3.7.1 Circolare 2 febbraio 2009 n.617 e calcolando la ripartizione in base all'altezza del muro.

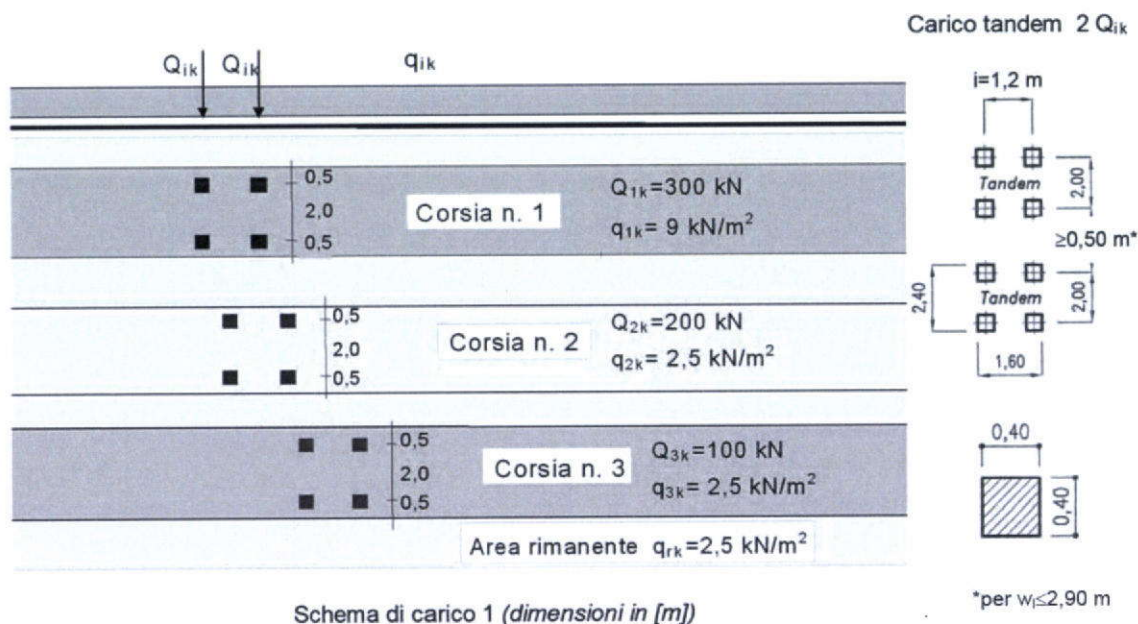
Si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga $a=3.0\text{m}$ e lunga $b=2.2\text{m}$.

Inoltre in un rilevato correttamente consolidato, sempre secondo le Norme precedentemente citate, si può assumere una diffusione del carico con un angolo di 30° . Lo schema di carico 1 prevede la presenza di carichi su due assi in tandem, per un totale di 600kN.

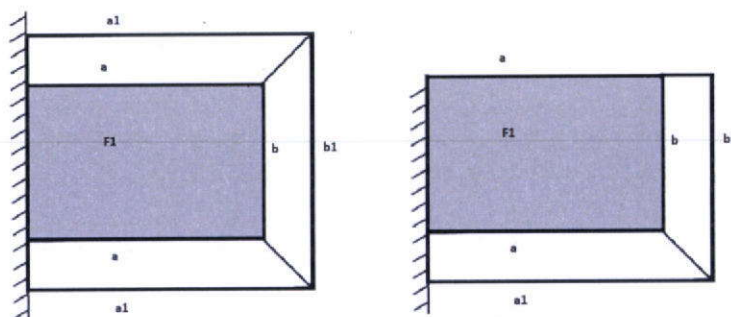
I carichi mobili per ponti di prima categoria che consistono in colonne di carico della seguente intensità:

Posizione	Carico Asse	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/mq]
Corsia	Numero 1	300	9.00
Corsia	Numero 2	200	2.50
Corsia	Numero 3	100	2.50
Altre	corsie	0.00	2.50

La distribuzione, gli interassi tra le forze concentrate e gli ingombri delle colonne di carico sono riportate nella figura seguente.



Considerata la tipologia di opera, costituita da muri di limitata altezza la verifica viene eseguita considerando il sovraccarico convenzionale della corsia n.1.



Schema di diffusione 1

Schema di diffusione 2

Si considera per il calcolo lo schema di diffusione n.2 in quanto, la diffusione su un lato è impedita dall'opera in adiacenza.

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	30 di 56

Considerando lo schema di diffusione n.2 con un'altezza muro di 7m ed una diffusione dei carichi a 30° nel terreno si ottiene:

$$a1 = a + 7 \cdot \tan 30 = 3 + 4.04 = 7.04$$

$$b1 = b + 7 \cdot \tan 30 = 2.2 + 4.04 = 6.24$$

$$Q1k = 600 / (7.04 \cdot 6.24) = 600 / 43.92 = 13.66 \text{ kN/m}^2$$

$$q1_k = 9 \text{ kN/m}^2$$

considerata la combinazione più gravosa, costituita dal carico tandem come principale, il carico distribuito $q1_k$ secondario ed adottando un Coefficiente di combinazione pari a 0.40 si ha

$$q = q1_k \cdot 0.4 = 9 \cdot 0.4 = 3.6 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{acc} = 13.66 + 3.6 = 17.26 \text{ kN/m}^2 < 20.00 \text{ kN/m}^2;$$

Si assume pertanto il valore di 20.00 kN/m².

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA'DI CUI ALLA LETTERA b)DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RELAZIONE DI CALCOLO	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	31 di 56

8.6 condizioni e combinazioni di carico

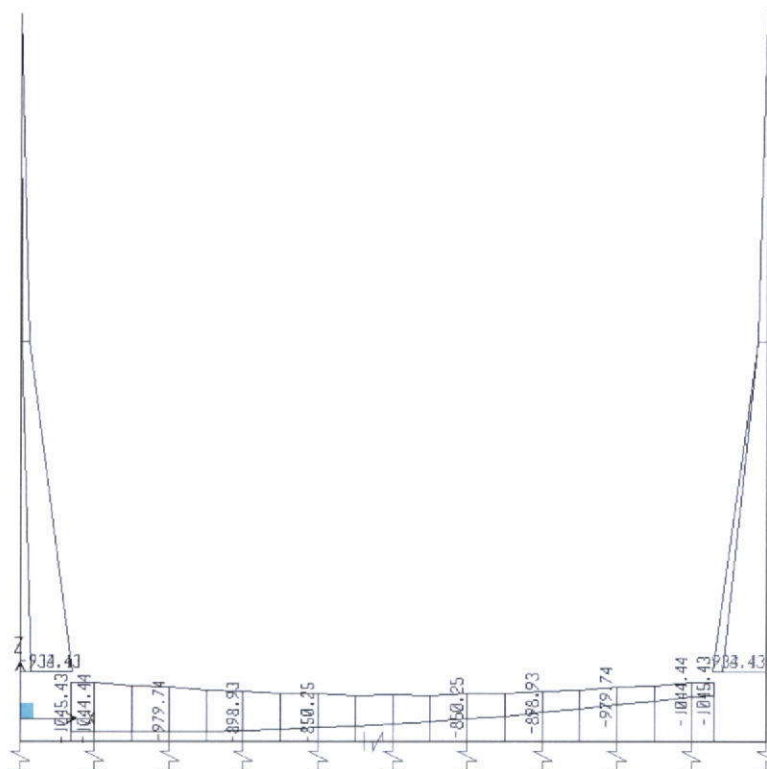
Nel modello di calcolo vengono considerate le seguenti condizioni di carico elementari:

G1k:	peso proprio
G2k:	Carichi permanenti
Q1k:	Carichi mobili
SPTSX_k0:	Spinta statica del terreno sul piedritto di sinistra con K0 (spinta a riposo)
SPTDX_k0:	Spinta statica del terreno sul piedritto di destra con K0 (spinta a riposo)
SPACCSX:	Spinta del carico accidentale sul piedritto di sinistra
SPACCDX:	Spinta del carico accidentale sul piedritto di destra
SISMAH:	Azione sismica orizzontale
SPTSX:	Spinta statica del terreno sul piedritto di sinistra con Ka (spinta attiva)
SPTDX:	Spinta statica del terreno sul piedritto di destra con Ka (spinta attiva)
SPSDX:	Incremento sismico di spinta del terreno sul piedritto di destra rispetto a SPTDX
SISMAV:	Azione sismica verticale

N		G1K	G2K	Q1k	SPTSX_k0	SPTDX_k0	SPACCSX	SPACCDX	SISMAH	SISMA V	SPTSX	SPTDX	SPSDX
1	SLU	1.35	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0
2	SLU	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0
3	SLU	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	0	0	0	0	0
4	SLV_critica geo	1	1	0.2	0	0	0.2	0.2	1	0.3	1	1	1
5	SLV	1	1	0.2	0	0	0.2	0.2	1	-0.3	1	1	1
6	SLV	1	1	0.2	0	0	0.2	0.2	0.3	1	1	1	1
7	SLV	1	1	0.2	0	0	0.2	0.2	0.3	-1	1	1	1
8	SLV_critica geo	1	1	0	0	0	0	0	1	-0.3	1	1	1
9	SLE	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0

9 SOLLECITAZIONI

Nelle figure seguenti si riportano gli involuپی delle sollecitazioni negli elementi.



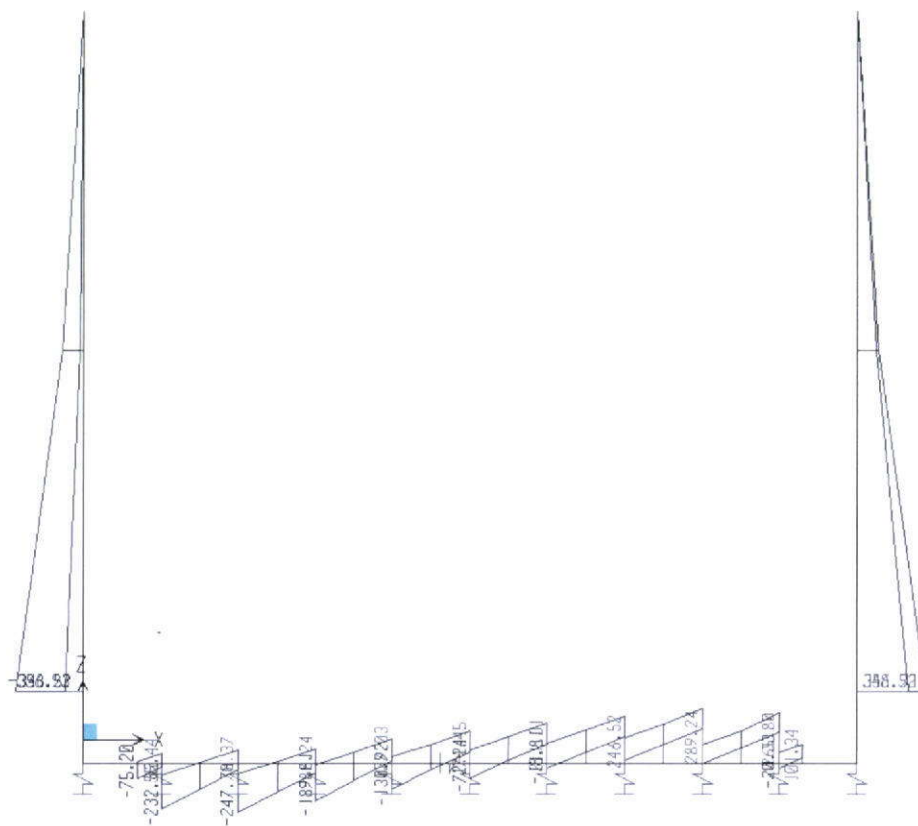
ENVSLU – involucro dei momenti flettenti

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	33 di 56



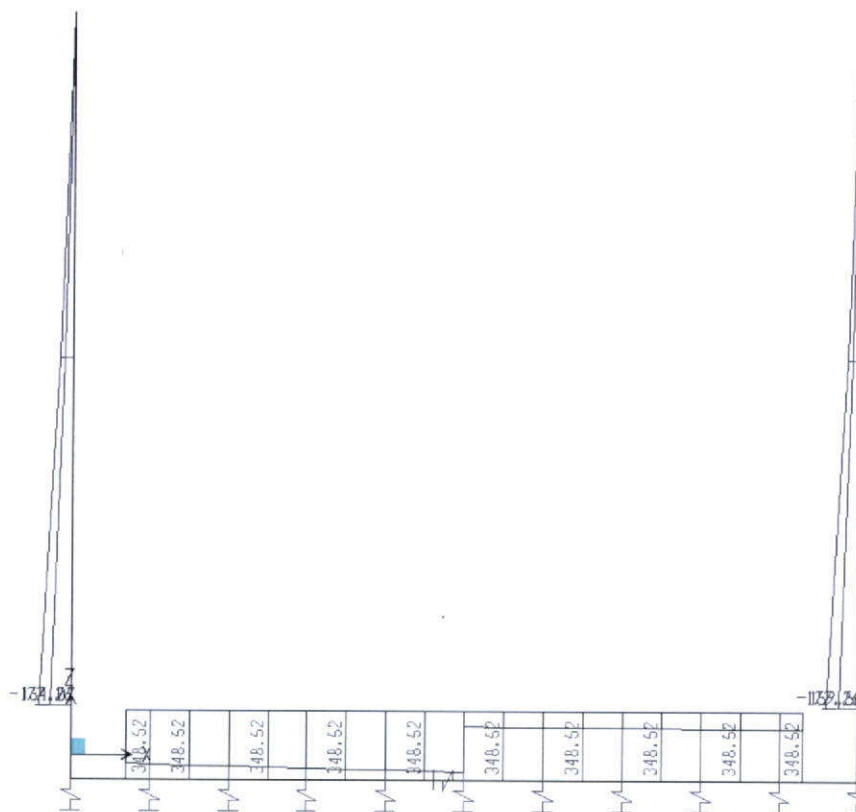
ENVSLU – involucro dei tagli

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	34 di 56



ENVSLU – involucro degli sforzi assiali



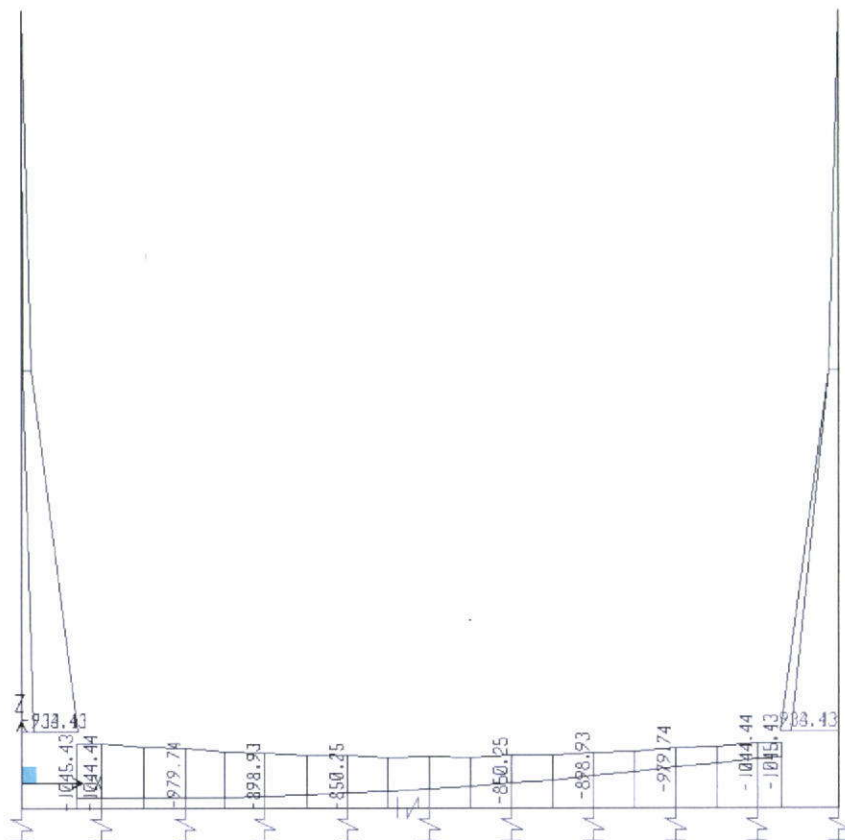
LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI
VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA
VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO
PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	35 di 56



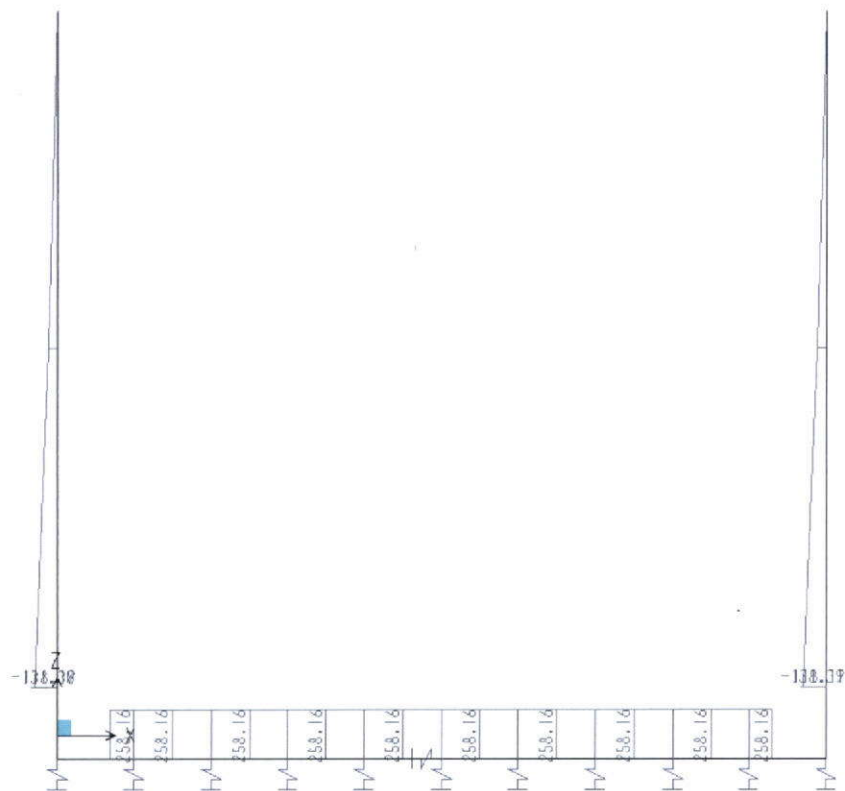
SLE -momenti flettenti

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	36 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO



SLE – sforzi assiali

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA'DI CUI ALLA LETTERA b)DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012 PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U” RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	37 di 56

10 VERIFICHE STRUTTURALI

10.1 Criteri di verifica

Verifica a pressoflessione

La verifica sugli elementi viene condotta calcolando il momento resistente massimo della sezione in presenza o meno di sforzo assiale di compressione. Il calcolo si basa sull'assunzione dei diagrammi di calcolo a tensione-deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio previsti dalla normativa.

Con riferimento alla sezione presso inflessa, sotto rappresentata assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma - \epsilon$ di definiti ai paragrafi 4.1.2.1.2.2 e 4.1.2.1.2.3 del D.M.14/01/08, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio mediante l'espressione fornita dalla normativa:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

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

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

d altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

b_w larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui tale verifica non sia soddisfatta, occorre procedere alla seconda verifica, quella prevista per gli elementi con armatura trasversali resistenti a taglio.

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	38 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

In tal caso la resistenza a taglio ultima è fornita dal valore minore delle due resistenza secondo il meccanismo taglio-trazione o taglio-compressione forniti da normativa. Più precisamente:

per la resistenza a "taglio trazione":

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

per la resistenza a "taglio compressione":

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

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

dove d, bw e σ_{cp} hanno il significato già visto e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrane non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$

1,25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq ctg \theta \leq 2,5.$$

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	39 di 56

10.2 Piedritti - verifica a flessione

Momento massimo agente: 1070 kNm

Armatura interna: $\varnothing 26/20 + \varnothing 26/40$

Armatura esterna: $\varnothing 26/20$



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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	26.55	7.3
			2	39.82	102.7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C30/37
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

Calcolo
 Metodo di calcolo: ☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n
 Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviato
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Risultati
 M_{xRd} 1.530 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 %
 ε_s 36.95 %
 d 102.7 cm
 x 8.887 x/d 0.08653
 δ 0.7

La verifica risulta essere soddisfatta

10.3 Soletta - verifica a flessione

Momento massimo agente: 1050 kNm (in corrispondenza dell'attacco con il piedritto)

Armatura interna: Ø 26/20

Armatura esterna: Ø 26/20

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	26.55	7.3
			2	26.55	142.7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -1.449 kNm

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 64.28 ‰
d 142.7 cm
x 7.369 x/d 0.05164
δ 0.7

La sezione risulta essere verificata per tutto l'intero sviluppo in quanto l'armatura è simmetrica e la verifica è stata condotta con il massimo valore della sollecitazione flettente.

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U"

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	41 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

10.4 Piedritti – verifica a taglio

Si prevedono come armatura a taglio spilli Ø16/40/40

Calcestruzzo			Sollecitazioni		V
Tipo	C30/37		V_{Ed}	kN	350
R_{ck}	37	N/mm ²	N_{Ed}	kN	0
f_{ck}	30.7	N/mm ²	Armatura a taglio		
γ_c	1.5		Diametro	mm	16
α_{cc}	0.85		Numero barre		2.5
f_{cd}	17.4	N/mm ²	A_{sw}	cm ²	5.03
Acciaio			Passo s	cm	40
f_{tk}	540	N/mm ²	Angolo α	°	90
f_{yk}	450	N/mm ²	Armatura longitudinale		
γ_s	1.15		n_1		5
f_{yd}	391	N/mm ²	$\varnothing_1$	mm	26
			n_2		
			$\varnothing_2$	mm	
			A_{sl}	cm ²	26.55
			Sezione		
			b_w	cm	100
			H	cm	110
			c	cm	7.3
			d	cm	102.7
			k	N/mm ²	1.44
			v_{min}	N/mm ²	0.34
			ρ		0.0026
			σ_{cp}	N/mm ²	0.00
			α_c		1.00
			Resistenza senza armatura a taglio		
			V_{Rd}	kN	354
			Resistenza con armatura a taglio		
			Inclinazione puntone θ	°	45
			V_{RSd}	kN	455
			V_{RCd}	kN	4021
			V_{Rd}	kN	455

La verifica risulta essere soddisfatta

10.5 Soletta - verifica a taglio

Calcestruzzo			Sollecitazioni		V
Tipo	C30/37		V_{Ed}	kN	290
R_{ck}	37	N/mm ²	N_{Ed}	kN	0
f_{ck}	30.7	N/mm ²	Armatura a taglio		
γ_c	1.5		Diametro	mm	16
α_{cc}	0.85		Numero barre		0
f_{cd}	17.4	N/mm ²	A_{sw}	cm ²	0.00
Acciaio			Passo s	cm	40
f_{tk}	540	N/mm ²	Angolo α	°	90
f_{yk}	450	N/mm ²	Armatura longitudinale		
γ_s	1.15		n_1		5
f_{yd}	391	N/mm ²	$\emptyset_1$	mm	26
			n_2		
			$\emptyset_2$	mm	
			A_{sl}	cm ²	26.55
			Sezione		
			b_w	cm	100
			H	cm	150
			c	cm	7.3
			d	cm	142.7
			k	N/mm ²	1.37
			v_{min}	N/mm ²	0.31
			ρ		0.0019
			σ_{cp}	N/mm ²	0.00
			α_c		1.00
			Resistenza senza armatura a taglio		
			V_{Rd}	kN	446

La verifica risulta essere soddisfatta

11 VERIFICHE A FESSURAZIONE

11.1 Criteri di verifica

Verifiche di fessurazione

Si valuterà lo stato limite di apertura delle fessure; per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Di seguito si riporta la tabella del paragrafo 4.1.2.2.4.3 del DM 14/01/2008, con i limiti di fessure per lo stato limite di esercizio considerato,

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_1$
		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	$\leq w_1$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. Il valore di calcolo è dato da:

$$1,7 w_m$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media delle fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} * \Delta_{sm}$$

ϵ_{sm} e Δ_{sm} sono calcolati secondo le disposizioni della letteratura tecnica. In alternativa il valore di w_d può essere calcolato con la seguente espressione:

$$w_d = \epsilon_{sm} * \Delta_{smax}$$

dove:

Δ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	44 di 56

La deformazione unitaria media delle ϵ_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \leq \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{eff} è pari a $A_s / A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza h_c, e_f , dove h_c, e_f è il minore tra 2,5 (h - d), (h - x)/3 o h/2 (vedere figura C4.1.9);

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

La distanza massima tra le fessure, Δ_{smax} , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

Dove ϕ è il diametro delle barre.

Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq} . Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 ed n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

$k_1 = 0,8$ per barre ad aderenza migliorata,

$= 1,6$ per barre lisce;

$k_2 = 0,5$ nel caso di flessione semplice,

$= 1,0$ nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2 \epsilon_1$$

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U"	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RELAZIONE DI CALCOLO	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	45 di 56

in cui ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.

$$k_3 = 3,4;$$

$$k_4 = 0,425.$$

Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

Per calcestruzzo classe

combinazione rara

$$\sigma_{c,ad} = 0.60f_{ck}$$

combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,ad} = 0.45f_{ck}$$

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

la tensione massima σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80f_{yk} = 0,80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA

N7D2

LOTTO

01

CODIFICA

D 78 CL

DOCUMENTO

OC 07 00 002

REV.

A

FOGLIO

46 di 56

11.2 Piedritti
Sollecitazioni

Momento flettente	M	790	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cubica cls	R_{ck}	30	N/mm ²
Res. caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	24.9	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.6	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	1.8	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	110	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	26.55	cm ²
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	13.27	cm ²
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	26.55	cm ²

5	Ø 26	$c_{s1} = 7.3$	cm
Ø		$c_{s2} =$	cm
2.5	Ø 26	$c_{t2} = 7.3$	cm
5	Ø 26	$c_{t1} = 7.3$	cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.1	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	211.2	N/mm ²

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	27.2	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	11929	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1.3E+07	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	4233202	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	435	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k_f	0.4		
Altezza efficace	d_{eff}	18.3	cm	
Area efficace	A_{ceff}	1825	cm ²	
Armatura nell'area efficace	A_s	39.8	cm ²	
	$\rho_{p,eff}$	0.02182		
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	32.9	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E_{cm}	31,447	N/mm ²	
	σ_e	6.7		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.00075		
	k_1	0.8		
	k_2	0.5		
	k_3	3.4		
	k_4	0.425		
Copriferro netto	c'	6.0	cm	
Diámetro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	26.0	mm	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	40.7	cm	
Ampiezza delle fessure	$w_d = w_k$	0.30	mm	

Tipo di armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Stato limite	Quasi permanente
Valore limite di apertura delle fessure	$w_{2=0.3}$ mm

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	47 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

11.3 Soletta
Sollecitazioni

Momento flettente	M	752	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cubica cls	R_{ck}	30	N/mm ²
Res. caratteristica cilindrica cls	f_{ck}	24.9	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.6	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	1.8	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	150	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	26.55	cm ²
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	26.55	cm ²

5	Ø	26	$C_{s1} = 7.3$	cm
	Ø		$C_{s2} =$	cm
	Ø		$C_{t2} =$	cm
5	Ø	26	$C_{t1} = 7.3$	cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	3.4	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	211.6	N/mm ²

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	27.5	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	15743	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	3.2E+07	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	6140196	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	759	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------



LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI
VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA
VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO
PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	48 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

12 VERIFICHE GEOTECNICHE

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

In tale relazione si è utilizzato l'approccio 2 con i coefficienti A1-M1-R3

12.1 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c i_c} + q N_q d_{q i_q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI – COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad “U”	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RELAZIONE DI CALCOLO	N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	49 di 56

D profondità del piano di posa;

q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U" RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA N7D2	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO OC 07 00 002	REV. A	FOGLIO 50 di 56

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U" RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA N7D2	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO OC 07 00 002	REV. A	FOGLIO 51 di 56

12.2 Sollecitazioni di calcolo

Di seguito si riporta la verifica di portanza delle fondazione.

N		G1K	G2K	Q1k	SPTSX_k0	SPTDX_k0	SPACCSX	SPACCDX	SISMAH	SISMA V	SPTSX	SPTDX	SPSDX
4	SLV_critica geo	1	1	0.2	0	0	0.2	0.2	1	0.3	1	1	1
8	SLV_critica geo	1	1	0	0	0	0	0	1	-0.3	1	1	1

si riportano le sollecitazioni globali di Sforzo Normale, Momento e Taglio per le varie condizione di carico:

- SFORZI NORMALI

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
G1k	LinStatic	0	0	600
Q1k	LinStatic	0	0	160.4
G2k	LinStatic	0	0	962.591
SISMAV	LinStatic	0	0	250.674

G1k: calcolato in modo automatico dal programma come somma delle reazioni vincolari considerando $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ per le sezioni in cls costituenti la struttura

G2k: calcolato in modo automatico dal programma come somma delle reazioni vincolari ottenute dall'integrazione del carico uniformemente distribuito applicato alla soletta inferiore di 133 kN/m

Q1k: calcolato in modo automatico dal programma come somma delle reazioni vincolari ottenute dall'integrazione del carico uniformemente distribuito applicato alla soletta inferiore di 20 kN/m

SISMA V: calcolato in modo automatico dal programma come somma delle reazioni vincolari ottenute dall'integrazione dei carichi G1k e G2k moltiplicati per il valore di accelerazione verticale k_v .

- TAGLIO GLOBALE

-SISMA H

piedritti: $F_h = Vol_{cls} * \gamma_{cls} * k_h * n$, piedritti = $(7*0.4+7*0.7/2) * 25 * 0.3 * 2 = 78.75 \text{ kN}$

soletta: $F_h = Vol_{cls} * \gamma_{cls} * k_h * lunghezza = 1.5 * 25 * 0.3 * 9 = 101.25 \text{ kN}$

-SPSDX:

$F_h = \Delta SE * H = 15.80 * 7 = 110.6 \text{ kN}$



LINEA AV MILANO NAPOLI - TRATTA ROMA-NAPOLI
VIABILITA' DI ACCESSO ALLA STAZIONE AV NAPOLI-AFRAGOLA
VIABILITA' DI CUI ALLA LETTERA b) DELL'ARTICOLO 6 DELL'ACCORDO
PROCEDIMENTALE RFI - COMUNE DI AFRAGOLA DEL 22/06/2012

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	52 di 56

- MOMENTO GLOBALE

-SISMA H

piedritti: $F_h = 78.75 \text{ kN}$ $z = 5 \text{ m}$ $M = 393.75 \text{ kNm}$

soletta: $F_h = 101.25 \text{ kN}$ $z = 0.75 \text{ m}$ $M = 76 \text{ kNm}$

-SPSDX:

$F_h = 110.6 \text{ kN}$ $z = 5 \text{ m}$ $M = 553 \text{ kNm}$

comb		N	M	T
4	SLV_critica geo	1670	1023	290.6
8	SLV_critica geo	1487	1023	290.6

12.3 Verifiche di portanza

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$g_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot q_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

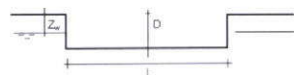
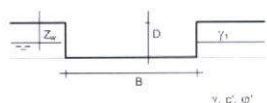
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/N$) (per fondazione nastriforme $e_B = 0$; $L^* = L$)

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

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

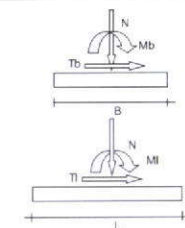
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni permanenti	azioni temporanee variabili	proprietà del terreno $\tan \varphi'$	proprietà del terreno c'	resistenze g_{lim}	resistenze s_{corr}
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

$$\begin{aligned} B &= 9.00 \text{ (m)} \\ L &= 100.00 \text{ (m)} \\ D &= 2.20 \text{ (m)} \end{aligned}$$



$\beta_f = 0.00$ (°)

$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI			
valori di input		Valori di calcolo	
permanenti	temporanee		
N [kN]	1487.00	1487.00	
Mb [kNm]	1023.00	1023.00	
MI [kNm]	0.00	0.00	
Tb [kN]	290.60	290.60	
TI [kN]	0.00	0.00	
H [kN]	290.60	290.60	

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 16.50 \text{ (kN/mc)} \\ \gamma &= 16.50 \text{ (kN/mc)} \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 5.00 \text{ (kN/mq)} \\ \varphi' &= 28.00 \text{ (°)} \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 5.00 \text{ (kN/mq)} \\ \varphi' &= 28.00 \text{ (°)} \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.50 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.69 \text{ (m)} \\ e_L &= 0.00 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 7.62 \text{ (m)} \\ L^* &= 1.00 \text{ (m)} \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 36.30 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.17 \text{ (kN/mc)}$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) \cdot e^{(\gamma \cdot D \cdot \tan \varphi') / c'}$$

$$N_q = 14.72$$

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

$$N_c = 25.80$$

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

$$N_\gamma = 16.72$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_B = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \text{ (°)}$$

$$m_L = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

$$m = 2.00 \text{ (-)}$$

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

$$(m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_B \sin^2 \alpha + m_L \cos^2 \alpha) \text{ in tutti gli altri casi})$$

$$i_q = 0.65$$

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

$$i_c = 0.62$$

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

$$i_\gamma = 0.52$$

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

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_c = 1 + 2 \cdot D \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

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

$$d_c = 1.34$$

$$d_q = d_\gamma \cdot (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

$$d_q = 1.37$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_x \cdot \tan \varphi')^2$$

$$\beta_x + \beta_y = 0.00$$

$$\beta_x + \beta_y < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_\gamma = (1 - \tan \beta_y)^2$$

$$\beta_x + \beta_y = 0.00$$

$$\beta_x + \beta_y < 45^\circ$$

$$g_\gamma = 1.00$$

$$g_c = g_\gamma \cdot (1 - g_\gamma) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_q = g_\gamma$$

$$g_q = 1.00$$

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 – Muri ad "U"

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	54 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 620.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 195.04 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 269.68 \geq q = 195.04 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 290.60 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 828.77 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 753.43 \geq H_d = 290.60 \quad (\text{kN})$$

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
N7D2 01 D 78 CL OC 07 00 002 A 55 di 56

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_{c1} c_1 b_1 q_1 + q N_q s_q d_{q1} b_1 q_1 + 0,5 \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma 1} b_1 \gamma_1$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

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

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

N_c, N_q, N_{γ} : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \sigma'_{1/2} e^{(\pi \tan \phi)}$$

$$N_q = 14,72$$

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

$$N_c = 25,80$$

$$N_{\gamma} = 2^* (N_q + 1) \tan \phi'$$

$$N_{\gamma} = 16,72$$

s_c, s_q, s_{γ} : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_{\gamma} = 1,00$$

i_c, i_q, i_{γ} : fattori di inclinazione del carico

$$i_B = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$i_m = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

$$m = 2,00 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_0 \sin^2 \theta + m_0 \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

$$i_{\gamma} = 0,68$$

$$i_c = i_q - (1 - i_{\gamma})(N_q - 1)$$

$$i_c = 0,66$$

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

$$i_{\gamma} = 0,57$$

d_c, d_q, d_{γ} : fattori di profondità del piano di appoggio

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

$$\text{per } D/B^* > 1: d_q = 1 + (2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2) \cdot \arctan(D/B^*)$$

$$d_q = 1,34$$

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

$$d_c = 1,37$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$d_{\gamma} = 1,00$$

b_c, b_q, b_{γ} : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta \tan \phi')^2$$

$$\beta + \beta_p = 0,00$$

$$\beta + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_{\gamma} = b_q$$

$$b_{\gamma} = 1,00$$

g_c, g_q, g_{γ} : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$\beta + \beta_p = 0,00$$

$$\beta + \beta_p < 45^\circ$$

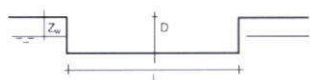
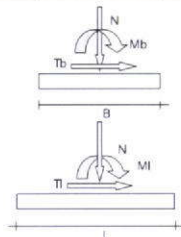
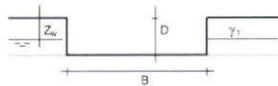
$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

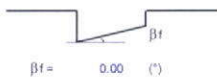
$$g_{\gamma} = g_q$$

$$g_{\gamma} = 1,00$$

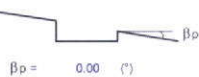


(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 9,00 (m)
L = 100,00 (m)
D = 2,20 (m)



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



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

AZIONI

	valori di input	Valori di calcolo
	permanenti	temporanee
N [kN]	1670,00	1670,00
Mb [kNm]	1023,00	1023,00
MI [kNm]	0,00	0,00
Tb [kN]	290,60	290,60
TI [kN]	0,00	0,00
H [kN]	290,60	290,60

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 16,50$ (kN/mc)
 $\gamma = 16,50$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 28,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 28,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5,50$ (m)

$$e_B = 0,61$$

$$e_L = 0,00$$

$$B^* = 7,77$$

$$L^* = 1,00$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 36,30$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 16,50$$

PROGETTO DEFINITIVO

Opera di protezione Badagnano Ramo 12 - Muri ad "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
N7D2	01	D 78 CL	OC 07 00 002	A	56 di 56

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 655.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 214.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 284.87 \geq q = 214.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 290.60 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 926.83 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 842.57 \geq H_d = 290.60 \quad (\text{kN})$$

