

**ASSE VIARIO MARCHE – UMBRIA
E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA
MAXI LOTTO 2**

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
SS. 318 DI "VALFABBRICA". TRATTO PIANELLO – VALFABBRICA
SS. 76 "VAL D'ESINO". TRATTI FOSSATO VICO – CANCELLI E ALBACINA – SERRA SAN QUIRICO
"PEDEMONTANA DELLE MARCHE", TRATTO FABRIANO – MUCCIA – SFERCIA

PROGETTO ESECUTIVO

CONTRAENTE 	GENERALE: <i>Il responsabile del Contraente Generale:</i> Ing. Federico Montanari	<i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i> Ing. Salvatore Lieto
--	--	---

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese

Mandatario:  Mandanti:

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER I'ATI Ing. Antonio Grimaldi GEOLOGO Dott. Geol. Fabrizio Pontoni COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Michele Curiale			
---	---	--	---

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Iginio Farotti		
---	--	--

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE 3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia OPERE D'ARTE MINORI: GENERALE Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo	SCALA:
	DATA: Settembre 2020

Codice Unico di Progetto (CUP) F12C03000050021 (Assegnato CIPE 23-12-2015)

Codice Elaborato:	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
	L 0 7 0 3	2 1 3	E	1 6	M U 0 0 0 0	R E L	0 2	A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto	Controllato	Approvato
A	Settembre 2020	Emissione a seguito istruttoria ANAS	Progin R. Venezia	S.Lieto	A.Grimaldi

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 2 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	-------------------------

I N D I C E

1	GENERALITA'	4
	1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
	1.2 UNITÀ DI MISURA.....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
	3.1 CALCESTRUZZO PARAMENTO MURO C25/30.....	6
	3.2 CALCESTRUZZO FONDAZIONE C32/40	6
	3.3 ACCIAIO DI ARMATURA B450C.....	7
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	8
6	VERIFICHE STRUTTURALI – CRITERI GENERALI	10
	6.1 VERIFICA SLE	10
	6.1.1 Verifiche delle tensioni.....	10
	6.1.2 Verifiche a fessurazione.....	10
	6.2 VERIFICHE SLU	11
	6.2.1 Pressoflessione	11
	6.2.2 Taglio.....	12
7	CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DEI MURI DI SOSTEGNO	13
	7.1 VERIFICHE DI STABILITA' LOCALE.....	13
	7.1.1 Verifica allo scorrimento	13
	7.1.2 Verifica a carico limite.....	14
	7.1.3 Verifica al ribaltamento	16
	7.2 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	16
	7.2.1 Richiami teorici ed impostazione delle analisi	16
	7.2.2 Il metodo di Bishop.....	17
	7.2.3 Prescrizioni del DM 14-01-08.....	17
	7.2.4 Stabilità di opere di materiali sciolti e fronti di scavo	18
	7.2.5 Verifiche in fase sismica.....	18
	7.3 STATI LIMITE E COMBINAZIONI DI CALCOLO AI SENSI DM 14.01.08.....	19
8	ANALISI DEI CARICHI	20
	8.1 CARICHI FISSI	20
	8.2 SPINTE DEL TERRENO	20
	8.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	22
	8.4 AZIONE SISMICA.....	23
	8.4.1 Forze d'inerzia.....	23
	8.4.2 Effetti sismici sulle spinte del terreno	24
	8.4.3 Effetti dell'azione sismica sulla falda.....	24
9	COMBINAZIONI DI CALCOLO	24
10	RISULTATI ANALISI E VERIFICHE	25
	10.1 MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONE DIRETTA - TIPO 1.....	26

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	3 di 51

10.1.1	Modello di calcolo.....	26
10.1.2	Armature di progetto.....	29
10.1.3	Verifiche strutturali SLU.....	30
10.1.4	Verifiche strutturali SLE.....	32
10.1.5	Verifiche di stabilita' locale.....	36
10.1.6	Verifica di stabilita' globale.....	37
10.2	MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONE DIRETTA - TIPO 2.....	38
10.2.1	Modello di calcolo.....	38
10.2.2	Armature di progetto.....	41
10.2.3	Verifiche strutturali SLU.....	42
10.2.4	Verifiche strutturali SLE.....	44
10.2.5	Verifiche di stabilita' locale.....	49
10.2.6	Verifica di stabilita' globale.....	50

1 GENERALITA'

Nella presente relazione vengono descritte le analisi e le verifiche strutturali relative ai muri di sostegno prefabbricati in c.a. su fondazione diretta gettata in opera che interessano gli stralci funzionali 3 e 4 nella tratta di riabilitazione della SP256.

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Lungo la tratta di riabilitazione della SP256, che si sviluppa per oltre 4 km, sono presenti 16 muri in c.a., ciascuno individuato da un codice identificativo ID.

Di seguito si riporta una riassuntiva relativa a ciascuno dei muri:

Tabella 1 – Tabella identificativa dei muri della tratta di riabilitazione della SP256

ID	Posizione	Tipologia muro	Tipologia fondazione	P.K. iniz.	P.K. fin.	L [m]
MU101	in SX	controripa	diretta	0+211	0+324	112.50
MU102	in DX	sostegno	diretta	2+029	2+077	47.50
MU103	in SX	sostegno	diretta	2+447	2+555	107.50
MU104	in SX	controripa	pali	2+601	2+690	88.00
MU105	in DX	controripa	pali	2+604	2+713	109.00
MU107	in DX	controripa	diretta	3+022	3+082	60.00
MU108	in SX	sottoscarpa	diretta	3+052	3+215	162.50
MU109	in DX	controripa	diretta	3+107	3+182	75.00
MU110	in SX	sostegno	diretta	3+311	3+361	50.00
MU111	in SX	sostegno	diretta	3+392	3+447	60.00
MU112	in SX	sottoscarpa	diretta	3+598	3+643	45.00
MU113	in SX	sostegno	diretta	3+951	4+015	65.00
MU114	in DX	controripa	pali	3+984	4+135	145.00
MU115	in SX	sottoscarpa	diretta	4+060	4+088	27.50
MU117	in SX	sottoscarpa	diretta	4+129	4+206	77.50
MU118	rotatoria	sottoscarpa	pali	4+220	4+288	82.00

Si precisa che le progressive chilometriche del muro MU118 relativo alla rotatoria fanno riferimento all'asse stradale principale. Inoltre, per ciascun muro è definita una progressiva km di inizio e fine, nonché la sua posizione, destra o sinistra, rispetto all'asse stradale.

In seguito, ciascuno dei muri è stato assegnato ad un tipologico di riferimento:

Tabella 2 – Tabella identificativa dei tipologici dei muri della tratta di riabilitazione della SP256

Tipologico	ID	h _{par} [m]	L _{tot} [m]
Muri di controripa - fondazione diretta	MU101-107-109	2.00-3.00	247.50
Muri di sottoscarpa - fondazione diretta	MU108-112-115-117	1.55-3.10	312.50
Muri di sostegno - fondazione diretta	MU102-103-110-111-113	1.60-3.00	330.00
Muri di controripa - fondazione su pali	MU104-105-114	2.92-4.50	342.00
Muri di sottoscarpa - fondazione su pali	MU118	3.00-6.50	82.00

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 5 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

dove:

- ID rappresenta il codice identificativo di ciascuno dei muri assegnati a ciascun tipologico;
- h_{par} rappresenta il range di altezza dei paramenti dei muri assegnati a ciascun tipologico;
- L_{tot} rappresenta la lunghezza complessiva che si ottiene sommando lo sviluppo di tutti i muri appartenenti al medesimo tipologico.

Nella presente relazione vengono eseguite le analisi e le verifiche strutturali relative al tipologico "Muri di sostegno - fondazione diretta". Occorre precisare che, in fase di progetto e verifica, per il tipologico in esame sono state considerate le due condizioni geometriche più gravose. Dunque, i muri appartenenti al medesimo tipologico sono stati distinti in due tipi differenti.

Di seguito vengono riportate le geometrie impiegate in fase di progetto e verifica dei due tipi di "Muri di sostegno - fondazione diretta":

Tabella 3 – Geometrie dei due tipi di "Muri di sostegno – fondazione diretta"

Tipologico	Tipo	ID	b_{fond} [m]	h_{fond} [m]	h_{par} [m]
Muri di sostegno - fondazione diretta	1	MU102-110-111-113	1.60	0.40	2.50
Muri di sostegno - fondazione diretta	2	MU103	2.30	0.50	3.00

Per maggiori dettagli ed una descrizione più completa si rimanda agli elaborati grafici che affiancano tale relazione.

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
 per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
 per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
 per le tensioni ⇒ MPa, kPa

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 14/01/2008.
- *Norme tecniche per le costruzioni (NTC)*.
- Circolare del 02/02/2009.
- *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.*
- UNI EN1993 -1-1.
- *EUROCODICE 2, parte 1.1. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN1993 -1-1.
- *EUROCODICE 3, parte 1.1. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN1993 -1-2.
- *EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.*
- UNI EN 1998-1.

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 6 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	-------------------------

- *EUROCODICE 8, parte 1. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*
- UNI EN 1998-2.
- *EUROCODICE 8, parte 2. Ponti.*

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione delle strutture sono stati previsti i materiali di seguito descritti.

Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008.

Tabella 4 - Calcestruzzi: classi di resistenza, classi di esposizione e specifiche

Elemento	Classe	Classe di Esposizione	a/c	Tipi di cementi	Quantitativo di cemento [kg/m ³]	Classi di consistenza
Calcestruzzo per magrone di fondazione	C12/15	-	-	CEM III-IV	-	-
Calcestruzzo per strutture in elevazione	C25/30	XC2	0.5	CEM III-IV	300	S4
Calcestruzzo armato fondazione	C32/40	XA2	0.5	CEM III-IV	360	S4

Per le barre d'armatura del calcestruzzo si utilizza acciaio ad aderenza migliorata B450C.

3.1 CALCESTRUZZO PARAMENTO MURO C25/30

- $R_{ck} = 30$ MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
- $f_{ck} = 24.9$ MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9$ MPa resistenza cilindrica valore medio
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.56$ MPa resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 1.79$ MPa resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447$ MPa modulo elastico
- $\gamma = 25.0$ kN/m³ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

- $f_{cd} = 0.85 f_{ck}/\gamma_c = 14.1$ MPa; $\gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione
- $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.19$ MPa resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.60 f_{ck} = 14.9$ MPa tensione limite in comb. caratteristica (rara)
- $\sigma_{c,f} = 0.45 f_{ck} = 11.2$ MPa tensione limite in comb. quasi permanente
- $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.13$ MPa tensione limite di fessurazione (trazione)

3.2 CALCESTRUZZO FONDAZIONE C32/40

- $R_{ck} = 40$ MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
- $f_{ck} = 32$ MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa resistenza cilindrica valore medio
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$ MPa resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$ MPa resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346$ MPa modulo elastico
- $\gamma = 25.0$ kN/m³ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 7 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	-------------------------

- $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}$; $\gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione

- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ MPa}$ resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.60 f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$

tensione limite in comb. caratteristica (rara)

- $\sigma_{c,f} = 0.45 f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$

tensione limite in comb. quasi permanente

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52 \text{ MPa}$

tensione limite di fessurazione (trazione)

3.3 ACCIAIO DI ARMATURA B450C

- $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica di snervamento

- $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica a rottura

- $E_s = 210000 \text{ MPa}$

modulo elastico

Resistenza di progetto allo SLU

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$

resistenza di progetto a compressione

Resistenza di progetto allo SLE

- $\sigma_{s,r} = 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

tensione limite in comb. rara

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica specifica per l'opera in esame. Per dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale.

Analizzando il profilo geologico-geotecnico e le categorie di sottosuolo riportate nella relazione geotecnica, con riferimento ai tratti di ubicazione dei muri di sostegno del tipologico oggetto di dimensionamento (Muri di sostegno - fondazione diretta), emerge quanto segue:

Tabella 5 - Stratigrafia e categoria di sottosuolo del tipologico "Muri di sostegno - fondazione diretta"

ID	Quota p.p. _{media} [m.s.l.]	Unità geotecnica	Profondità da p.p. [m]	Tipo di sottosuolo
MU102	530.20	Ecla	0 - 7.13	B
		Salt	7.13 - 8.02	
		Sch	> 8.02	
MU103	550.03	Ecla	0 - 7.67	B
		Salt	7.67 - 9.69	
		Sch	> 9.69	
MU110	527.10	Ecla	0 - 6.98	C
		Salt	6.98 - 11.13	
		Sch	> 11.13	
MU111	523.75	Ecla	0 - 8.19	C
		Salt	8.19 - 12.53	
		Sch	> 12.53	
MU113	499.84	Ecla	0 - 5.56	C
		Salt	5.56 - 9.56	
		Sch	> 9.56	

In ragione di ciò, si assumono cautelativamente le seguenti configurazioni stratigrafiche e categorie di sottosuolo per i due tipi di "Muri di sostegno - fondazione diretta" in oggetto:

Tabella 6 - Stratigrafia e categoria di sottosuolo dei due tipi di "Muri di sostegno - fondazione diretta"

Tipo	ID	Unità geotecnica	Descrizione	Profondità da p.p. [m]	Tipo di sottosuolo
1	MU102-110-111-113	Ecla	Depositi eluvio colluviali limoso argillosi	0 - 8.20	C
2	MU103	Ecla	Depositi eluvio colluviali limoso argillosi	0 - 7.70	B

Falda: La falda è riscontrata a profondità variabili. Nelle analisi si assume cautelativamente un livello di falda prossimo al piano di posa della fondazione.

I parametri geotecnici considerati per i muri di sostegno del tipologico in esame sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 7 - Parametri geotecnici dei due tipi di "Muri di sostegno - fondazione diretta"

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Ecla	19	25	10

γ = peso di volume naturale

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

Il rinterro a tergo del muro di sostegno viene realizzato con materiale da rilevato stradale, vengono pertanto considerati i seguenti parametri caratteristici:

Tabella 8 - Parametri geotecnici per il rinterro dei due tipi di "Muri di sostegno - fondazione diretta"

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
Rilevato stradale	18	35	0

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'opera è progettata per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} .

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	9 di 51

- 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.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica.

Si riportano di seguito i valori dei parametri di pericolosità sismica relativi alle progressive km dei muri di sostegno del tipologico in esame:

Pk 2+000					Pk 3+000				
Latitudine (WGS84)		Longitudine (WGS84)			Latitudine (WGS84)		Longitudine (WGS84)		
43.10729201		13.04949832			43.09871665		13.04730045		
Latitudine (ED50)		Longitudine (ED50)			Latitudine (ED50)		Longitudine (ED50)		
43.109024		13.050316			43.100448		13.048118		
Altitudine (mt) 0					Altitudine (mt) 0				
Classe dell'edificio III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti signific					Classe dell'edificio III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti signific				
Vita Nominale Struttura 50					Vita Nominale Struttura 50				
Periodo di Riferimento per l'azione sismica 75					Periodo di Riferimento per l'azione sismica 75				
Parametri di pericolosità Sismica					Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_0 [-]	T_c^* [s]	Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_0 [-]	T_c^* [s]
Operatività	45	0.082	2.419	0.287	Operatività	45	0.082	2.417	0.287
Danno	75	0.102	2.417	0.291	Danno	75	0.102	2.415	0.291
Salvaguardia Vita	712	0.236	2.478	0.330	Salvaguardia Vita	712	0.237	2.473	0.330
Prevenzione Collasso	1462	0.297	2.511	0.340	Prevenzione Collasso	1462	0.299	2.506	0.340

Tabella 9 – Pericolosità sismica all'SLV del tipologico “Muri di sostegno - fondazione diretta”

ID	P.K. iniz.	P.K. fin.	$a_{g,SLV}$ [g]
MU102	2+029	2+077	0.236
MU103	2+447	2+555	0.236
MU110	3+311	3+361	0.237
MU111	3+392	3+447	0.237
MU113	3+951	4+015	0.237

In ragione di ciò, si assume cautelativamente quanto segue per i due tipi di “Muri di sostegno - fondazione diretta” in oggetto:

Tabella 10 – Pericolosità sismica all'SLV dei due tipi di “Muri di sostegno - fondazione diretta”

Tipo	ID	Tipo di sottosuolo	$a_{g,SLV}$ [g]
1	MU102-110-111-113	C	0.237
2	MU103	B	0.236

Tabella 11 – Parametri di pericolosità sismica del tipo 1 dei “Muri di sostegno - fondazione diretta”

V _R [anni]	Stato Limite	P _{VR}	T _R [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T* _c [s]
75	SLO	81%	45	0.082	2.417	0.287
	SLD	63%	75	0.102	2.415	0.291
	SLV	10%	712	0.237	2.473	0.330
	SLC	5%	1462	0.299	2.506	0.340

Tabella 12 – Parametri di pericolosità sismica del tipo 2 dei “Muri di sostegno - fondazione diretta”

V _R [anni]	Stato Limite	P _{VR}	T _R [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T* _c [s]
75	SLO	81%	45	0.082	2.419	0.287
	SLD	63%	75	0.102	2.417	0.291
	SLV	10%	712	0.236	2.478	0.330
	SLC	5%	1462	0.297	2.511	0.340

6 VERIFICHE STRUTTURALI – CRITERI GENERALI

6.1 Verifica SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo SLE, il tasso di lavoro nei materiali e l'ampiezza delle fessure nel calcestruzzo attesa, secondo quanto di seguito specificato.

6.1.1 Verifiche delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristica “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, quelli di seguito indicati, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente.

Per il caso in esame risulta:

CALCESTRUZZO PARAMENTO MURO C25/30

$\sigma_{cmax,Q.P.} = 0,45 f_{ck}$	11.21	MPa	(combinazione di carico Quasi Permanente)
$\sigma_{cmax,R.} = 0,60 f_{ck}$	14.94	MPa	(combinazione di carico Caratteristica - Rara)

CALCESTRUZZO FONDAZIONE C32/40

$\sigma_{cmax,Q.P.} = 0,45 f_{ck}$	14.94	MPa	(combinazione di carico Quasi Permanente)
$\sigma_{cmax,R.} = 0,60 f_{ck}$	19.92	MPa	(combinazione di carico Caratteristica - Rara)

ACCIAIO DI ARMATURA B450C

$\sigma_{fmax} = 0,80 f_{yk}$	360	MPa	(combinazione di carico Caratteristica - Rara)
-------------------------------	-----	-----	--

6.1.2 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	$\leq W_1$

Risultando in particolare:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Nel caso in esame si ha:

- Per le strutture di fondazione:
 Condizioni Ambientali: aggressive
 Armature: Poco Sensibili
- Per le strutture in elevazione:
 Condizioni Ambientali: Ordinarie
 Armature: Poco Sensibili

Conseguentemente dovrà risultare:

Combinazione Quasi permanente : $w \leq 0.2 \text{ mm}$

Combinazione Frequente : $w \leq 0.3 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo dell'ampiezza delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 9 gennaio 1996, in accordo a quanto previsto al punto "C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.617/09.

6.2 Verifiche SLU

6.2.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

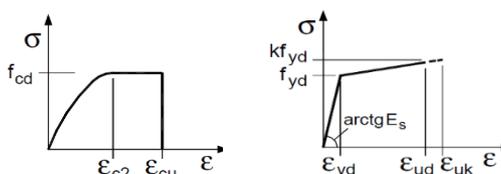


Figura 1 - Legami costitutivi calcestruzzo ed acciaio

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	12 di 51

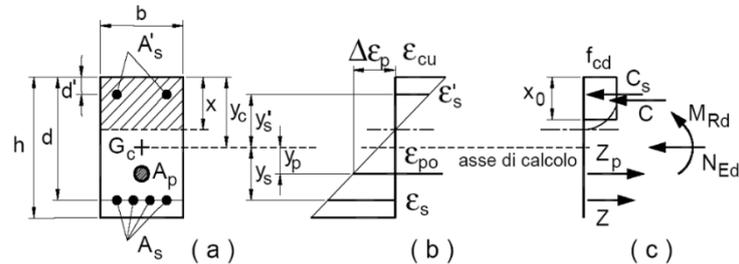


Figura 2 - Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione della generica sezione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

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

dove

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

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

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

6.2.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

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

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

$$\rho_1 = A_{sw} / (b_w d);$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

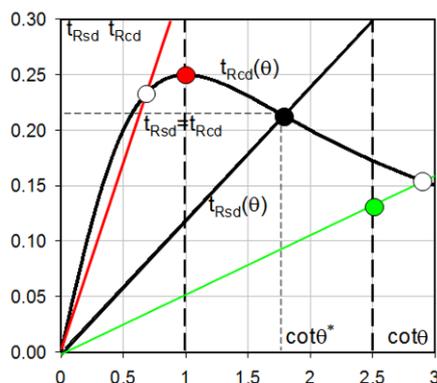
Essendo:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	13 di 51



L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5;$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima;

ω_{sw} = percentuale meccanica di armatura trasversale $\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$,

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 $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

7 CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DEI MURI DI SOSTEGNO

7.1 Verifiche di stabilità locale

Nei riguardi della stabilità locale dei muri di sostegno, la normativa prevede di valutare le condizioni generali di equilibrio nei confronti dei meccanismi di scorrimento, ribaltamento e carico limite secondo quanto descritto nei paragrafi che seguono.

7.1.1 Verifica allo scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	14 di 51

tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza.

La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_R e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_S risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s stabilito dalla Normativa Vigente, ovvero:

$$F_R / F_S \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_S sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_R = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50%.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

7.1.2 Verifica a 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 .

Detti Q_U il carico limite e R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve risultare:

$$Q_U / R \geq \eta_q$$

dove $\eta_q \geq 1.0$ e comunque stabilito dalla normativa vigente.

Per le valutazioni del valore unitario del carico limite, q_U , è possibile ricorrere alle espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante, che si differenziano a secondo se si è in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi = 0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi = 0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

dove:

d_c, d_q e d_γ sono i fattori di profondità;

s_c, s_q e s_γ sono i fattori di forma;

i_c, i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico;

b_c, b_q e b_γ sono i fattori di inclinazione del piano di posa;

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	15 di 51

g_c , g_q e g_γ sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c , N_q e N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

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

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi$$

Risulta, inoltre:

Fattori di forma

$$s_c = 0.2 B / L \quad \text{per } \phi = 0$$

$$s_c = 1 + (N_q / N_c) (B / L) \quad \text{per } \phi > 0$$

$$s_q = 1 + (B / L) \operatorname{tg} \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 B / L$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come:

$$k = D / B \quad \text{se } D / B \leq 1$$

$$k = \operatorname{arctg} (D / B) \quad \text{se } D / B > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come:

$$d_c = 0.4 k \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_c = 1 + 0.4 k \quad \text{per } \phi > 0$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indicando con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$i_c = 0.5 [1 - \sqrt{1 - H / (A_f c_a)}] \quad \text{per } \phi = 0$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_q = [1 - (0.5 H) / (V + A_f c_a \operatorname{tg} \phi)]^5$$

$$i_\gamma = [1 - (0.7 H) / (V + A_f c_a \operatorname{tg} \phi)]^5 \quad \text{per } \eta = 0$$

$$i_\gamma = [1 - [(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) H] / (V + A_f c_a \operatorname{tg} \phi)]^5 \quad \text{per } \eta > 0$$

c_a : adesione alla base della fondazione.

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$b_c = \eta^\circ / 147^\circ \quad \text{per } \phi = 0$$

$$b_c = 1 - \eta^\circ / 147^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$b_q = e^{-2\eta \operatorname{tg} \phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \operatorname{tg} \phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 16 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

$$g_c = \beta^\circ / 147^\circ$$

 per $\phi = 0$

$$g_c = 1 - \beta^\circ / 147^\circ$$

 per $\phi > 0$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \operatorname{tg} \beta)^\delta$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \operatorname{tg} \delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

7.1.3 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_R) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_S) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_S / M_R sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r , stabilito dalla normativa vigente.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$M_S / M_R \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_R è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

7.2 Verifica di stabilità globale

Nel presente paragrafo sono illustrati i criteri generali seguiti per l'effettuazione delle Verifiche di Stabilità Globale del complesso opera di sostegno-terrapieno.

7.2.1 Richiami teorici ed impostazione delle analisi

Per la analisi di stabilità globale presentate nel presente documento, si è fatto riferimento ai metodi dell'equilibrio limite, messi a punto da diversi autori tra cui, Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, ecc.

In generale, ciascuno metodo va alla ricerca del potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla determinazione di un coefficiente di sicurezza coefficiente di sicurezza disponibile, espresso in via generale tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

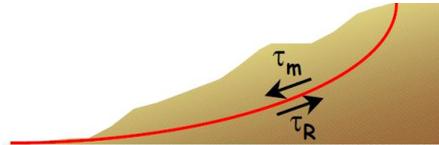
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 17 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b , interessati da azioni taglianti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Per le valutazioni espone nel presente documento, si è fatto riferimento al metodo di Bishop, di cui al successivo paragrafo sono riportati alcuni richiami teorici.

La valutazione dei coefficienti di sicurezza, come evidenziato dai risultati delle analisi espone nel seguito, è stata effettuata in particolare rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare l'opera.

7.2.2 Il metodo di Bishop

Il coefficiente di sicurezza nei riguardi della Stabilità Globale del complesso opera-terreno si esprime secondo il metodo di Bishop, mediante la relazione:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

con

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i ed α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η .

Quindi essa va risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

7.2.3 Prescrizioni del DM 14-01-08

Il DM 14.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo il caso dei Pendii Naturali da quello delle opere in terra in materiali sciolti e fronti di scavo, fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si è ritenuto di dover adottare, nelle verifiche nel seguito espone, i criteri suggeriti dalla norma per il caso dei "Fronti di Scavo e rilevati"; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo, ed a seguire, i risultati delle verifiche effettuate con riferimento a diversi casi di calcolo di paratie di sostegno esaminati ai paragrafi precedenti.

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 18 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

7.2.4 Stabilità di opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Il punto 6.8 delle NTC e relativa circolare applicativa, tratta l'argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 "Verifiche di Sicurezza (SLU)" viene prescritto quanto di seguito:

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Secondo la normativa quindi i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali M2, risultando pertanto

$$c'_d = c' / 1.25;$$

$$\varphi'_d = \arctan (1 / 1.25 \tan \varphi').$$

Il coefficiente di sicurezza F_S minimo da garantire in questo caso è pari ad 1.1 (γ_R).

7.2.5 Verifiche in fase sismica

Per ciò che concerne le verifiche in condizioni sismiche, la normativa fornisce al punto 7.11.3.5 indicazioni circa le azioni aggiuntive da considerare nell'ambito delle verifiche di Stabilità di Pendii in occasione di eventi sismici; nella fattispecie, si specifica che l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici, di riferimento per le analisi esposte nel seguito del documento, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tali forze possono esprimersi come:

$$F_h = k_h W \text{ (azione sismica orizzontale)}$$

$$F_v = k_v W \text{ (azione sismica verticale)}$$

Per quanto riguarda invece il caso dei Fronti di Scavo e Rilevati, di riferimento per le analisi espote nel presente documento, al punto 7.11.4 "Fronti di Scavo e Rilevati", si specifica che il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali. Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando i coefficienti parziali di cui al § 7.11.1

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	19 di 51

Riguardo i valori dei coefficienti sismici K_h e K_v , si ritiene in questo caso di dover adottare i valori già definiti in precedenza nell'ambito del paragrafo 7.1.2 dedicato alla valutazione degli effetti sismici per il dimensionamento delle paratie, trattandosi in questo caso di una verifica di stabilità di un fronte di scavo sostenuto da un'opera di sostegno, che pertanto condiziona la risposta sismica locale del volume di terreno immediatamente a monte della stessa.

7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

La circolare applicativa n.617 specifica ulteriormente al C7.11.4 che, Le verifiche pseudostatiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si eseguono con la combinazione di coefficienti parziali di cui al § 6.8.2: $(A_2+M_2+R_2)$, utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali A_2 come specificato al § 7.11.1.

In definitiva, per il caso dei Fronti di Scavo e Rilevati, anche in fase sismica, il coefficiente di sicurezza minimo prescritto dalla Normativa è pari a $R_2=1.1$ (γ_R).

7.3 Stati limite e combinazioni di calcolo ai sensi dm 14.01.08

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) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
- *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 - Combinazione 2: $(A_2+M_2+R_2)$.

Le rimanenti verifiche devono essere invece effettuate secondo uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: $(A_1+M_1+R_1)$
- Combinazione 2: $(A_2+M_2+R_2)$

Approccio 2:

$(A_1+M_1+R_3)$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e della Tabelle 6.5.I e 6.8.I per ciò che concerne i coefficienti parziali sulle resistenze che di seguito si riportano per maggiore chiarezza.

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	20 di 51

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_g)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_m	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_k per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_k = 1,0$	$\gamma_k = 1,0$	$\gamma_k = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_k = 1,0$	$\gamma_k = 1,0$	$\gamma_k = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_k = 1,0$	$\gamma_k = 1,0$	$\gamma_k = 1,4$

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_k	1.1

Nel caso in esame si è fatto riferimento all'approccio di Verifica 1.

Le verifiche in condizioni sismiche vanno infine effettuati con gli stessi criteri di cui sopra, ponendo pari dell'unità i coefficienti parziali sulle Azioni ($A1 = 1 / A2 = 1$), in accordo a quanto specificato al punto 7.11.1 del DM 14.01.08.

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 Carichi fissi

Per carichi fissi si intendono le azioni associate ai pesi propri del muro e del terrapieno spingente, valutati in automatico dal Software di calcolo utilizzato.

A tal riguardo, al calcestruzzo strutturale costituente il muro è stato assegnato un peso dell'unità di volume $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$, mentre per il terreno si è assunto $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.

8.2 Spinte del terreno

Per la valutazione delle spinte del terreno in fase statica, si è fatto riferimento al metodo di Culmann, che ben si adatta a superfici di pendio a monte dell'opera di forma generica.

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

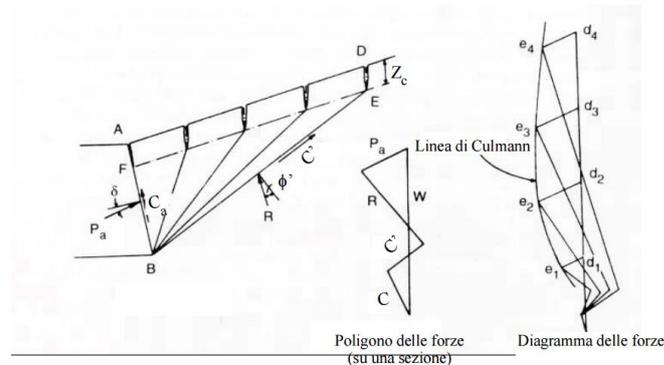
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	21 di 51



Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb.

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione θ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;

- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C') e resistenza per coesione lungo la parete (C_A);
- dal poligono di equilibrio si ricava quindi il valore della spinta S sulla parete (P_a).

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano quindi derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Analogamente, nota la Spinta complessiva S , è possibile ricavare eventualmente in maniera indiretta, il valore del coefficiente di spinta K_a della nota espressione di Coulomb:

$$S = 1 / 2 \gamma H^2 K_a$$

Si precisa infine che per la valutazione delle spinte al terreno di rilevato sono state assegnati i seguenti parametri fisico-meccanici:

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$c' = 0$$

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	22 di 51

$$\varphi' = 35$$

$$\delta = 0.5 \varphi' \text{ (attrito terra muro)}$$

8.3 Sovraccarichi accidentali

Per la determinazione dei carichi accidentali da applicare sul terrapieno a monte delle opere di sostegno sulla zona destinata al traffico veicolare, si è fatto riferimento agli schemi di carico stabiliti al punto 5.1.3.3.3 del DM 14/01/08 di cui nel seguito:

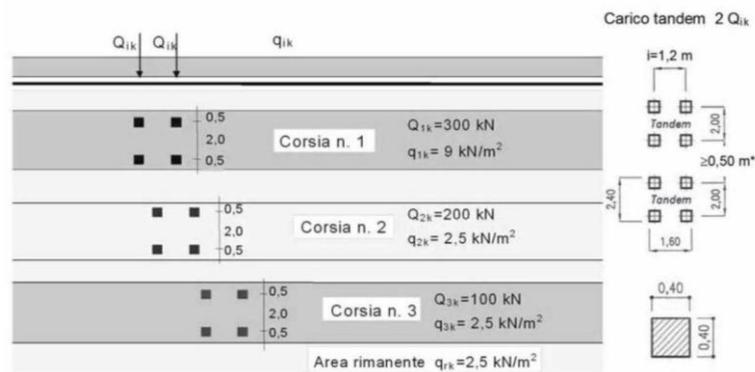


Figura 3 - Schema di carico 1

Lo schema di carico di Normativa, è in particolare costituito dalle seguenti colonne di carico:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m da essa;
- un carico uniforme $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

Ai fini delle analisi, si è assunto di trasformare i carichi concentrati Q_{ik} , in un carico distribuiti equivalente, tenendo conto tuttavia dell'effetto collaborazione dei muri in direzione longitudinale, in relazione a cui si è ipotizzato che detti carichi vadano ad interessare uno sviluppo complessivo longitudinale di muro di circa 5 m.

In questa ipotesi risulta dunque:

$$Q_{1kd} = 600 / 2.40 \times 5.00 = 50 \text{ KN/m}^2$$

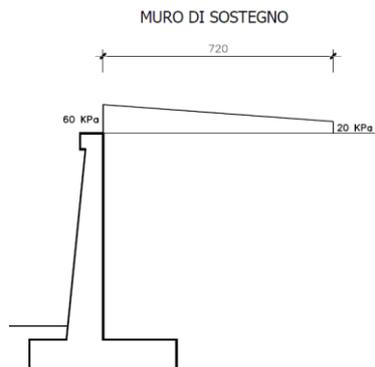
$$Q_{2kd} = 400 / 2.40 \times 5.00 = 33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{3kd} = 200 / 2.40 \times 5.00 = 17 \text{ KN/m}^2$$

In aggiunta, sul lato corsia 1, va considerato un ulteriore carico distribuito di 9 kN/m², mentre sul lato corsia 3, il carico aggiuntivo è pari a 2.5 kN/m².

In definitiva, nell'ipotesi di disporre le tre corsie in affiancamento, è possibile considerare, ai fini delle analisi, il carico uniforme equivalente negli schemi di figura seguente:

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 23 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------


Figura 4 – Schema di carico per azioni da traffico veicolare

8.4 Azione sismica

Per la Valutazione degli effetti dell'azione sismica sulle masse e sui coefficienti di spinta del terreno, si è fatto riferimento al metodo pseudo-statico previsto al punto 7.11.3.5.2 - "Metodi di Analisi" - delle NTC secondo il quale, nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso all'opera e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

8.4.1 Forze d'inerzia

Per le verifiche in fase sismica verranno pertanto applicate a tutti carichi fissi le seguenti forze d'inerzia:

$$F_h = k_h W_i \quad (\text{forza d'inerzia legata alla componente orizzontale del sisma})$$

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 24 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

$F_v = \pm 0.5 k_h W_i$ (forza d'inerzia legata alla componente verticale del sisma)

essendo W_i il peso dell'elemento in esame o l'entità del carico fisso.

8.4.2 Effetti sismici sulle spinte del terreno

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta.

Per le verifiche in fase sismica infatti, nell'equazione risolutiva dell'equilibrio del cuneo, vengono infatti aggiunte anche le forze d'inerzia proprie del Cuneo F_h e F_v .

La superficie di rottura nel caso di sisma risulta generalmente meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

8.4.3 Effetti dell'azione sismica sulla falda

Normalmente gli effetti idrodinamici considerati per il calcolo delle paratie sono calcolati con il metodo di Westergaard (Westergaard, 1931) e sono applicate sempre come pressioni esterne.

La pressione idrodinamica viene calcolata come in particolare come segue:

$$p_w = \frac{7}{8} a_x \gamma_w \sqrt{z_w H}$$

H è l'altezza del livello di falda rispetto a fondo scavo;

z_w è la profondità del punto considerato dalla superficie libera della falda.

9 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Si riporta nel seguito il riepilogo delle combinazioni di carico esaminate per l'analisi e verifica dei muri con fondazioni dirette.

Simbologia adottata:

F / S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole);

γ Coefficiente di partecipazione della condizione;

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione.

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE
3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	25 di 51

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Traffico	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

10 RISULTATI ANALISI E VERIFICHE

Si riportano di seguito i risultati delle analisi e delle verifiche per i due tipi di "Muri di sostegno -

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 26 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

fondazione diretta” oggetto della relazione di calcolo:

Tabella 13 – Geometrie dei due tipi di “Muri di sostegno – fondazione diretta”

Tipologico	Tipo	ID	b_{fond} [m]	h_{fond} [m]	h_{par} [m]
Muri di sostegno - fondazione diretta	1	MU102-110-111-113	1.60	0.40	2.50
Muri di sostegno - fondazione diretta	2	MU103	2.30	0.50	3.00

10.1 Muri di sostegno - fondazione diretta - tipo 1

10.1.1 Modello di calcolo

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica del modello di calcolo adottato.

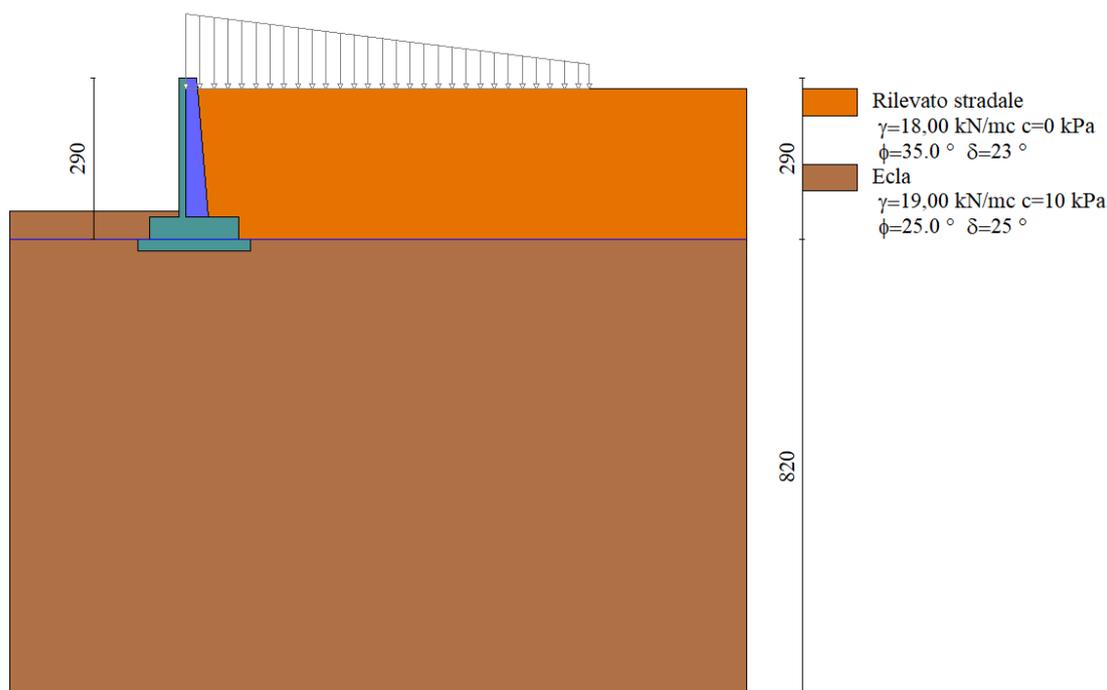


Figura 5 - Modello di calcolo dei MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONE DIRETTA - TIPO 1

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 28 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
2	-0,10	0,37	0,37	0,00	0,04	0,00	0,00
3	-0,20	0,74	0,74	0,00	0,07	0,00	0,01
4	-0,30	1,11	1,11	0,03	2,32	0,00	0,12
5	-0,40	1,48	1,48	0,10	4,69	0,01	0,47
6	-0,50	1,85	1,85	0,23	7,11	0,02	1,06
7	-0,60	2,22	2,22	0,41	9,59	0,05	1,89
8	-0,70	2,59	2,59	0,64	12,12	0,11	2,98
9	-0,80	2,97	2,97	0,92	14,71	0,18	4,32
10	-0,90	3,34	3,34	1,25	17,35	0,29	5,92
11	-1,00	3,71	3,71	1,63	20,04	0,44	7,79
12	-1,10	4,08	4,08	2,06	22,78	0,62	9,93
13	-1,20	4,45	4,45	2,55	25,58	0,85	12,35
14	-1,30	4,82	4,82	3,08	28,44	1,13	15,05
15	-1,40	5,19	5,19	3,67	31,34	1,47	18,04
16	-1,50	5,56	5,56	4,30	34,30	1,87	21,32
17	-1,60	5,93	5,93	4,99	37,32	2,33	24,90
18	-1,70	6,30	6,30	5,73	40,39	2,87	28,78
19	-1,80	6,67	6,67	6,52	43,51	3,48	32,98
20	-1,90	7,04	7,04	7,36	46,68	4,17	37,49
21	-2,00	7,41	7,41	8,25	49,91	4,95	42,31
22	-2,10	7,78	7,78	9,19	53,19	5,82	47,47
23	-2,20	8,16	8,16	10,18	56,53	6,79	52,96
24	-2,30	8,53	8,53	11,23	59,92	7,86	58,78
25	-2,40	8,90	8,90	12,32	63,37	9,04	64,94
26	-2,50	9,27	9,27	13,47	66,87	10,33	71,45

Inviluppo delle sollecitazioni fondazione:

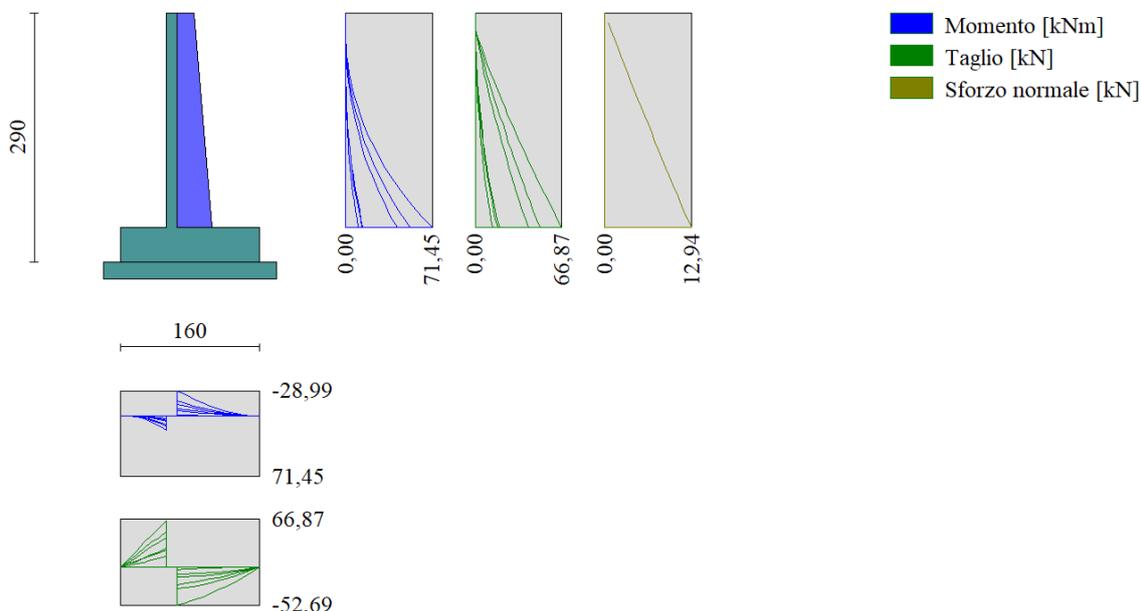
Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	-0,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,56	0,00	0,00	2,47	11,77	0,11	0,52
3	-0,47	0,00	0,00	5,00	23,12	0,44	2,07
4	-0,39	0,00	0,00	7,59	34,03	0,99	4,59
5	-0,30	0,00	0,00	10,24	44,50	1,78	8,07
6	-0,21	0,00	0,00	12,95	54,54	2,80	12,44
7	-0,12	0,00	0,00	15,71	64,15	4,07	17,69
8	0,00	0,00	0,00	-52,69	-3,22	-28,99	-0,99
9	0,10	0,00	0,00	-49,37	-2,59	-24,00	-0,72
10	0,19	0,00	0,00	-45,62	-2,03	-19,36	-0,50
11	0,29	0,00	0,00	-41,43	-1,54	-15,14	-0,33
12	0,38	0,00	0,00	-36,81	-1,12	-11,35	-0,20
13	0,47	0,00	0,00	-31,76	-0,76	-8,04	-0,11
14	0,57	0,00	0,00	-26,27	-0,47	-5,25	-0,06
15	0,67	0,00	0,00	-20,35	-0,25	-3,01	-0,02
16	0,76	0,00	0,00	-14,00	-0,10	-1,36	-0,01
17	0,85	0,00	0,00	-7,22	-0,02	-0,35	0,00
18	0,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 29 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------


Figura 7 - Involuppo delle sollecitazioni dei MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONE DIRETTA - TIPO 1

10.1.2 Armature di progetto

Di seguito si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di calcolo del paramento e della fondazione (di larghezza pari ad 1 m):

Tabella 14 – Armature di progetto paramento e fondazione

CONTRAFFORTE		FONDAZIONE	
Tipo armatura	ferri	Tipo armatura	ferri
Dritto inferiore	5 ϕ 8	Dritto superiore	6 ϕ 14
Dritto superiore	4 ϕ 16	Dritto inferiore	6 ϕ 14
Dritto superiore sec	5 ϕ 8	Ripartitore	18 ϕ 14
Secondari	2 ϕ 16	Gancio	2 ϕ 14
Staffa orizzontale	11 ϕ 8 (passo 25 cm)		

Ai fini delle verifiche strutturali sono state considerate le armature riportate nella tabella seguente:

Elemento	Armatura a flessione		Armatura a taglio
	A_{f1}	A_{f2}	A_t
CONTRAFFORTE	4 ϕ 16	5 ϕ 8	[-]
FONDAZIONE	6 ϕ 14	6 ϕ 14	[-]

dove:

A_{f1} armatura lato teso;

A_{f2} armatura lato compresso;

A_t armatura a taglio.

Si precisa che, ai fini delle verifiche si è fatto riferimento per il paramento (contrafforte) e la

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	30 di 51

fondazione ad un copriferro di calcolo (asse armature) pari a 4 cm.

10.1.3 Verifiche strutturali SLU

Verifiche strutturali: INVILUPPO

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espressa in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzio normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
Nu	sforzio normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Contrafforte

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
1	20	32	2,51	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	20	33	2,51	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
3	20	34	2,51	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
4	20	34	2,51	8,04	0,12	1,42	152,82	1885,35	1324.028
5	20	35	2,51	8,04	0,47	1,91	129,65	531,20	278.633
6	20	36	2,51	8,04	1,06	2,39	116,70	264,68	110.613
7	20	37	2,51	8,04	1,89	2,88	112,85	172,17	59.714
8	20	38	2,51	8,04	2,98	3,38	112,00	127,14	37.645
9	20	38	2,51	8,04	4,32	3,88	112,55	101,06	26.075
10	20	39	2,51	8,04	5,92	4,38	113,78	84,16	19.224
11	20	40	2,51	8,04	7,79	4,88	115,39	72,36	14.817
12	20	41	2,51	8,04	9,93	5,39	117,23	63,69	11.808
13	20	42	2,51	8,04	12,35	5,91	119,23	57,05	9.657
14	20	42	2,51	8,04	15,05	6,43	121,32	51,81	8.063
15	20	43	2,51	8,04	18,04	6,95	123,50	47,57	6.848
16	20	44	2,51	8,04	21,32	7,47	125,73	44,08	5.898
17	20	45	2,51	8,04	24,90	8,00	128,01	41,14	5.141
18	20	46	2,51	8,04	28,78	8,54	130,31	38,65	4.528
19	20	46	2,51	8,04	32,98	9,07	132,65	36,50	4.022
20	20	47	2,51	8,04	37,49	9,61	135,00	34,63	3.601
21	20	48	5,03	8,04	42,31	10,16	137,33	32,97	3.246
22	20	49	5,03	8,04	47,47	10,71	139,72	31,52	2.943
23	20	50	5,03	8,04	52,96	11,26	142,12	30,22	2.684
24	20	50	5,03	8,04	58,78	11,82	144,53	29,06	2.459
25	20	51	2,51	8,04	64,94	12,38	147,00	28,02	2.264
26	20	52	2,51	8,04	71,45	12,94	149,43	27,07	2.091

Fondazione

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
1	100	40	9,24	9,24	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	40	9,24	9,24	0,52	0,00	414,51	0,00	792.185
3	100	40	9,24	9,24	2,07	0,00	414,51	0,00	200.489
4	100	40	9,24	9,24	4,59	0,00	414,51	0,00	90.219
5	100	40	9,24	9,24	8,07	0,00	414,51	0,00	51.390
6	100	40	9,24	9,24	12,44	0,00	414,51	0,00	33.311
7	100	40	9,24	9,24	17,69	0,00	414,51	0,00	23.432
8	100	40	9,24	9,24	-28,99	0,00	-414,51	0,00	14.297
9	100	40	9,24	9,24	-24,00	0,00	-414,51	0,00	17.274
10	100	40	9,24	9,24	-19,36	0,00	-414,51	0,00	21.406
11	100	40	9,24	9,24	-15,14	0,00	-414,51	0,00	27.386
12	100	40	9,24	9,24	-11,35	0,00	-414,51	0,00	36.528
13	100	40	9,24	9,24	-8,04	0,00	-414,51	0,00	51.566

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	31 di 51

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
14	100	40	9,24	9,24	-5,25	0,00	-414,51	0,00	79.019
15	100	40	9,24	9,24	-3,01	0,00	-414,51	0,00	137.820
16	100	40	9,24	9,24	-1,36	0,00	-414,51	0,00	304.338
17	100	40	9,24	9,24	-0,35	0,00	-414,51	0,00	1195.163
18	100	40	9,24	9,24	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espressa in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espressa in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Contrafforte

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	20	32	0,00	2,50	122,62	991,32	122,62	0,00	100.000
2	20	33	0,00	2,50	126,19	1019,65	126,19	0,00	100.000
3	20	34	0,00	2,50	129,76	1047,97	129,76	0,00	100.000
4	20	34	0,00	2,50	133,33	1076,29	133,33	2,32	57.532
5	20	35	0,00	2,50	136,90	1104,62	136,90	4,69	29.195
6	20	36	0,00	2,50	140,47	1132,94	140,47	7,11	19.745
7	20	37	0,00	2,50	144,04	1161,26	144,04	9,59	15.016
8	20	38	0,00	2,50	147,61	1189,59	147,61	12,12	12.176
9	20	38	0,00	2,50	151,19	1217,91	151,19	14,71	10.279
10	20	39	0,00	2,50	154,76	1246,23	154,76	17,35	8.922
11	20	40	0,00	2,50	158,34	1274,56	158,34	20,04	7.902
12	20	41	0,00	2,50	161,91	1302,88	161,91	22,78	7.106
13	20	42	0,00	2,50	165,49	1331,20	165,49	25,58	6.469
14	20	42	0,00	2,50	169,07	1359,53	169,07	28,44	5.946
15	20	43	0,00	2,50	172,65	1387,85	172,65	31,34	5.508
16	20	44	0,00	2,50	176,23	1416,18	176,23	34,30	5.137
17	20	45	0,00	2,50	179,81	1444,50	179,81	37,32	4.818
18	20	46	0,00	2,50	183,39	1472,82	183,39	40,39	4.541
19	20	46	0,00	2,50	186,97	1501,15	186,97	43,51	4.297
20	20	47	0,00	2,50	190,55	1529,47	190,55	46,68	4.082
21	20	48	0,00	2,50	194,13	1557,79	194,13	49,91	3.890
22	20	49	0,00	2,50	197,72	1586,12	197,72	53,19	3.717
23	20	50	0,00	2,50	201,30	1614,44	201,30	56,53	3.561
24	20	50	0,00	2,50	204,89	1642,76	204,89	59,92	3.419
25	20	51	0,00	2,50	208,47	1671,09	208,47	63,37	3.290
26	20	52	0,00	2,50	212,06	1699,41	212,06	66,87	3.171

Fondazione

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	0,00	100.000
2	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-11,77	16.595
3	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-23,12	8.453
4	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-34,03	5.743
5	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-44,50	4.391
6	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-54,54	3.583
7	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-64,15	3.046
8	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-73,39	2.709
9	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-82,22	2.484
10	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-90,64	2.317
11	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-98,73	2.191
12	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-106,48	2.098
13	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-113,97	2.028

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	32 di 51

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
14	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-26,27	7.438
15	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-20,35	9.600
16	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-14,00	13.955
17	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	-7,22	27.073
18	100	40	0,00	--	0,00	0,00	195,41	0,00	100.000

10.1.4 Verifiche strutturali SLE

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espressa in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori, espressa in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ _c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ _{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ _{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Contrafforte

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo

14940

[kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio

360000

[kPa]

n°	B	H	A _{fi}	A _{fs}	M	N	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	20	32	2,51	8,04	0,00	0,00	0 (10)	0 (10)	0 (10)
2	20	33	2,51	8,04	0,00	0,47	3 (10)	26 (10)	35 (10)
3	20	34	2,51	8,04	0,00	0,95	5 (10)	52 (10)	70 (10)
4	20	34	2,51	8,04	0,09	1,42	14 (10)	104 (10)	153 (10)
5	20	35	2,51	8,04	0,34	1,91	39 (10)	1009 (10)	341 (10)
6	20	36	2,51	8,04	0,78	2,39	77 (10)	2635 (10)	594 (10)
7	20	37	2,51	8,04	1,40	2,88	125 (10)	4931 (10)	911 (10)
8	20	38	2,51	8,04	2,21	3,38	184 (10)	7852 (10)	1292 (10)
9	20	38	2,51	8,04	3,20	3,88	251 (10)	11366 (10)	1736 (10)
10	20	39	2,51	8,04	4,40	4,38	327 (10)	15447 (10)	2240 (10)
11	20	40	2,51	8,04	5,78	4,88	411 (10)	20070 (10)	2803 (10)
12	20	41	2,51	8,04	7,38	5,39	502 (10)	25213 (10)	3422 (10)
13	20	42	2,51	8,04	9,18	5,91	599 (10)	30856 (10)	4096 (10)
14	20	42	2,51	8,04	11,19	6,43	703 (10)	36980 (10)	4822 (10)
15	20	43	2,51	8,04	13,41	6,95	812 (10)	43570 (10)	5599 (10)
16	20	44	2,51	8,04	15,86	7,47	926 (10)	50608 (10)	6423 (10)
17	20	45	2,51	8,04	18,53	8,00	1045 (10)	58083 (10)	7295 (10)
18	20	46	2,51	8,04	21,43	8,54	1168 (10)	65979 (10)	8212 (10)
19	20	46	2,51	8,04	24,56	9,07	1296 (10)	74287 (10)	9172 (10)
20	20	47	2,51	8,04	27,92	9,61	1427 (10)	82993 (10)	10174 (10)
21	20	48	5,03	8,04	31,53	10,16	1593 (10)	92097 (10)	10184 (10)
22	20	49	5,03	8,04	35,38	10,71	1734 (10)	101571 (10)	11172 (10)
23	20	50	5,03	8,04	39,48	11,26	1879 (10)	111415 (10)	12196 (10)
24	20	50	5,03	8,04	43,83	11,82	2026 (10)	121622 (10)	13254 (10)
25	20	51	2,51	8,04	48,44	12,38	2135 (10)	132187 (10)	15764 (10)
26	20	52	2,51	8,04	53,31	12,94	2286 (10)	143100 (10)	16989 (10)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo

19920

[kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio

1255271

[kPa]

n°	B	H	A _{fi}	A _{fs}	M	N	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	100	40	9,24	9,24	0,00	0,00	0 (10)	0 (10)	0 (10)
2	100	40	9,24	9,24	0,40	0,00	25 (10)	1302 (10)	192 (10)
3	100	40	9,24	9,24	1,58	0,00	100 (10)	5156 (10)	761 (10)
4	100	40	9,24	9,24	3,51	0,00	223 (10)	11486 (10)	1695 (10)

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	33 di 51

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
5	100	40	9,24	9,24	6,18	0,00	392 (10)	20216 (10)	2984 (10)
6	100	40	9,24	9,24	9,56	0,00	607 (10)	31270 (10)	4615 (10)
7	100	40	9,24	9,24	13,63	0,00	865 (10)	44571 (10)	6578 (10)
8	100	40	9,24	9,24	-16,82	0,00	1067 (10)	8118 (10)	55006 (10)
9	100	40	9,24	9,24	-13,92	0,00	883 (10)	6718 (10)	45520 (10)
10	100	40	9,24	9,24	-11,23	0,00	713 (10)	5421 (10)	36729 (10)
11	100	40	9,24	9,24	-8,78	0,00	557 (10)	4237 (10)	28705 (10)
12	100	40	9,24	9,24	-6,58	0,00	418 (10)	3176 (10)	21518 (10)
13	100	40	9,24	9,24	-4,66	0,00	296 (10)	2249 (10)	15241 (10)
14	100	40	9,24	9,24	-3,04	0,00	193 (10)	1468 (10)	9945 (10)
15	100	40	9,24	9,24	-1,74	0,00	111 (10)	841 (10)	5701 (10)
16	100	40	9,24	9,24	-0,79	0,00	50 (10)	381 (10)	2582 (10)
17	100	40	9,24	9,24	-0,20	0,00	13 (10)	97 (10)	657 (10)
18	100	40	9,24	9,24	0,00	0,00	0 (10)	0 (10)	0 (10)

Combinazioni SLEQ

Contrafforte

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo

11205

[kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio

450000

[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	20	32	2,51	8,04	0,00	0,00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	20	33	2,51	8,04	0,00	0,47	3 (12)	26 (12)	35 (12)
3	20	34	2,51	8,04	0,00	0,95	5 (12)	52 (12)	70 (12)
4	20	34	2,51	8,04	0,00	1,42	8 (12)	76 (12)	104 (12)
5	20	35	2,51	8,04	0,01	1,91	11 (12)	93 (12)	142 (12)
6	20	36	2,51	8,04	0,02	2,39	15 (12)	96 (12)	183 (12)
7	20	37	2,51	8,04	0,05	2,88	19 (12)	79 (12)	232 (12)
8	20	38	2,51	8,04	0,11	3,38	24 (12)	37 (12)	288 (12)
9	20	38	2,51	8,04	0,18	3,88	30 (12)	54 (12)	357 (12)
10	20	39	2,51	8,04	0,29	4,38	39 (12)	250 (12)	443 (12)
11	20	40	2,51	8,04	0,44	4,88	50 (12)	576 (12)	545 (12)
12	20	41	2,51	8,04	0,62	5,39	63 (12)	1037 (12)	663 (12)
13	20	42	2,51	8,04	0,85	5,91	79 (12)	1635 (12)	796 (12)
14	20	42	2,51	8,04	1,13	6,43	97 (12)	2377 (12)	947 (12)
15	20	43	2,51	8,04	1,47	6,95	117 (12)	3269 (12)	1114 (12)
16	20	44	2,51	8,04	1,87	7,47	139 (12)	4317 (12)	1300 (12)
17	20	45	2,51	8,04	2,33	8,00	163 (12)	5529 (12)	1504 (12)
18	20	46	2,51	8,04	2,87	8,54	191 (12)	6911 (12)	1726 (12)
19	20	46	2,51	8,04	3,48	9,07	220 (12)	8471 (12)	1965 (12)
20	20	47	2,51	8,04	4,17	9,61	252 (12)	10215 (12)	2223 (12)
21	20	48	5,03	8,04	4,95	10,16	291 (12)	12132 (12)	2311 (12)
22	20	49	5,03	8,04	5,82	10,71	328 (12)	14256 (12)	2583 (12)
23	20	50	5,03	8,04	6,79	11,26	368 (12)	16576 (12)	2873 (12)
24	20	50	5,03	8,04	7,86	11,82	410 (12)	19096 (12)	3182 (12)
25	20	51	2,51	8,04	9,04	12,38	446 (12)	21838 (12)	3806 (12)
26	20	52	2,51	8,04	10,33	12,94	492 (12)	24769 (12)	4185 (12)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo

14940

[kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio

1569089

[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	100	40	9,24	9,24	0,00	0,00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	100	40	9,24	9,24	0,11	0,00	7 (12)	356 (12)	52 (12)
3	100	40	9,24	9,24	0,44	0,00	28 (12)	1434 (12)	212 (12)
4	100	40	9,24	9,24	0,99	0,00	63 (12)	3252 (12)	480 (12)
5	100	40	9,24	9,24	1,78	0,00	113 (12)	5826 (12)	860 (12)
6	100	40	9,24	9,24	2,80	0,00	178 (12)	9174 (12)	1354 (12)
7	100	40	9,24	9,24	4,07	0,00	258 (12)	13312 (12)	1965 (12)
8	100	40	9,24	9,24	-0,99	0,00	63 (12)	478 (12)	3242 (12)
9	100	40	9,24	9,24	-0,72	0,00	45 (12)	345 (12)	2341 (12)
10	100	40	9,24	9,24	-0,50	0,00	32 (12)	240 (12)	1625 (12)

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	34 di 51

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
11	100	40	9,24	9,24	-0,33	0,00	21 (12)	158 (12)	1072 (12)
12	100	40	9,24	9,24	-0,20	0,00	13 (12)	98 (12)	661 (12)
13	100	40	9,24	9,24	-0,11	0,00	7 (12)	55 (12)	371 (12)
14	100	40	9,24	9,24	-0,06	0,00	4 (12)	27 (12)	181 (12)
15	100	40	9,24	9,24	-0,02	0,00	1 (12)	0 (1)	70 (12)
16	100	40	9,24	9,24	-0,01	0,00	0 (12)	0 (1)	17 (12)
17	100	40	9,24	9,24	0,00	0,00	0 (1)	0 (1)	0 (1)
18	100	40	9,24	9,24	0,00	0,00	0 (12)	0 (12)	0 (12)

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Af	area ferri zona tesa espresso in [cmq]
Aeff	area efficace espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
Mpf	momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
ε	deformazione espressa in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w	apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLEF

Contrafforte

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]
1	20	32	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)
2	20	33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000005	---	0,000 (11)
3	20	34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000000	0,00	0,000 (11)
4	20	34	8,04	91,85	0,06	51,33	0,000000	0,00	0,000 (11)
5	20	35	8,04	225,91	0,26	27,19	0,000000	0,00	0,000 (11)
6	20	36	8,04	256,96	0,59	25,51	0,000000	0,00	0,000 (11)
7	20	37	8,04	274,07	1,07	25,51	0,000000	0,00	0,000 (11)
8	20	38	8,04	286,52	1,68	25,99	0,000000	0,00	0,000 (11)
9	20	38	8,04	296,91	2,45	26,67	0,000000	0,00	0,000 (11)
10	20	39	8,04	306,22	3,37	27,47	0,000000	0,00	0,000 (11)
11	20	40	8,04	314,90	4,45	28,34	0,000000	0,00	0,000 (11)
12	20	41	8,04	323,20	5,69	29,26	0,000000	0,00	0,000 (11)
13	20	42	8,04	331,24	7,10	30,21	0,000000	0,00	0,000 (11)
14	20	42	8,04	339,10	8,67	31,21	0,000000	0,00	0,000 (11)
15	20	43	8,04	346,83	10,43	32,22	0,000000	0,00	0,000 (11)
16	20	44	8,04	354,46	12,36	33,27	0,000000	0,00	0,000 (11)
17	20	45	8,04	362,03	14,48	34,34	0,000000	0,00	0,000 (11)
18	20	46	8,04	369,54	16,79	35,43	0,000000	0,00	0,000 (11)
19	20	46	8,04	377,01	19,29	36,54	0,000000	0,00	0,000 (11)
20	20	47	8,04	384,45	21,98	37,67	0,000000	0,00	0,000 (11)
21	20	48	8,04	392,52	24,88	38,85	0,000000	0,00	0,000 (11)
22	20	49	8,04	399,91	27,99	40,02	0,000000	0,00	0,000 (11)
23	20	50	8,04	407,30	31,31	41,20	0,000000	0,00	0,000 (11)
24	20	50	8,04	414,67	34,84	42,41	0,000000	0,00	0,000 (11)
25	20	51	8,04	421,34	38,59	43,59	0,000000	0,00	0,000 (11)
26	20	52	8,04	428,69	42,56	44,83	0,000000	0,00	0,000 (11)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]
1	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)
2	100	40	9,24	1594,23	0,33	94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
3	100	40	9,24	1594,23	1,29	94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
4	100	40	9,24	1594,23	2,88	94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
5	100	40	9,24	1594,23	5,08	94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
6	100	40	9,24	1594,23	7,87	94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N. prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 35 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
7	100	40	9,24	1594,23	11,24	94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
8	100	40	9,24	2971,96	-12,86	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
9	100	40	9,24	2971,96	-10,62	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
10	100	40	9,24	2971,96	-8,55	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
11	100	40	9,24	2971,96	-6,66	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
12	100	40	9,24	2971,96	-4,98	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
13	100	40	9,24	2971,96	-3,52	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
14	100	40	9,24	2971,96	-2,29	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
15	100	40	9,24	2971,96	-1,31	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
16	100	40	9,24	2971,96	-0,59	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
17	100	40	9,24	2971,96	-0,15	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (11)
18	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)

Combinazioni SLEQ

Contrafforte

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	20	32	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)
2	20	33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000005	---	0,000 (12)
3	20	34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000000	0,00	0,000 (12)
4	20	34	0,00	0,00	0,00	0,47	0,000000	0,00	0,000 (12)
5	20	35	0,00	0,00	0,01	3,19	0,000000	0,00	0,000 (12)
6	20	36	0,00	0,00	0,02	11,23	0,000000	0,00	0,000 (12)
7	20	37	0,00	0,00	0,05	39,81	0,000000	0,00	0,000 (12)
8	20	38	0,00	0,00	0,11	2466,83	0,000000	0,00	0,000 (12)
9	20	38	0,00	0,00	0,18	79,72	0,000000	0,00	0,000 (12)
10	20	39	8,04	146,98	0,29	52,91	0,000000	0,00	0,000 (12)
11	20	40	8,04	198,79	0,44	44,66	0,000000	0,00	0,000 (12)
12	20	41	8,04	234,82	0,62	41,13	0,000000	0,00	0,000 (12)
13	20	42	8,04	261,05	0,85	39,48	0,000000	0,00	0,000 (12)
14	20	42	8,04	281,42	1,13	38,78	0,000000	0,00	0,000 (12)
15	20	43	8,04	298,15	1,47	38,62	0,000000	0,00	0,000 (12)
16	20	44	8,04	312,51	1,87	38,80	0,000000	0,00	0,000 (12)
17	20	45	8,04	325,27	2,33	39,21	0,000000	0,00	0,000 (12)
18	20	46	8,04	336,91	2,87	39,79	0,000000	0,00	0,000 (12)
19	20	46	8,04	347,76	3,48	40,49	0,000000	0,00	0,000 (12)
20	20	47	8,04	358,02	4,17	41,28	0,000000	0,00	0,000 (12)
21	20	48	8,04	368,55	4,95	42,21	0,000000	0,00	0,000 (12)
22	20	49	8,04	377,98	5,82	43,14	0,000000	0,00	0,000 (12)
23	20	50	8,04	387,12	6,79	44,13	0,000000	0,00	0,000 (12)
24	20	50	8,04	396,02	7,86	45,16	0,000000	0,00	0,000 (12)
25	20	51	8,04	403,97	9,04	46,19	0,000000	0,00	0,000 (12)
26	20	52	8,04	412,49	10,33	47,29	0,000000	0,00	0,000 (12)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)
2	100	40	9,24	1594,23	0,11	94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
3	100	40	9,24	1594,23	0,44	94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
4	100	40	9,24	1594,23	0,99	94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
5	100	40	9,24	1594,23	1,78	94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
6	100	40	9,24	1594,23	2,80	94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
7	100	40	9,24	1594,23	4,07	94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
8	100	40	9,24	2971,96	-0,99	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
9	100	40	9,24	2971,96	-0,72	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
10	100	40	9,24	2971,96	-0,50	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
11	100	40	9,24	2971,96	-0,33	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
12	100	40	9,24	2971,96	-0,20	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
13	100	40	9,24	2971,96	-0,11	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
14	100	40	9,24	2971,96	-0,06	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	36 di 51

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]
15	100	40	9,24	2971,96	-0,02	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
16	100	40	9,24	2971,96	-0,01	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
17	100	40	9,24	2971,96	0,00	-94,52	0,000000	0,00	0,000 (12)
18	100	40	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)

10.1.5 Verifiche di stabilità locale

Si riportano di seguito i coefficienti di sicurezza per la valutazione della capacità portante nonché i coefficienti di sicurezza minimi provenienti dalla analisi.

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	77,32	0,00	0,00	--	--	77,32	60,29	1.282
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	36,24	0,00	0,00	--	--	36,24	25,68	1.412
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	32,94	0,00	0,00	--	--	32,94	24,26	1.358

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	165,82	239,35	170,96	1.443
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	77,73	261,30	186,64	3.362
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	70,65	249,72	178,37	3.535

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Nγ	Fattori di capacità portante
ic, iq, iγ	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dγ	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gγ	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, bγ	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sγ	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, pγ	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
rγ	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5BγN, viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Nγ	ic iq iγ	dc dq dγ	gc gq gγ	bc bq bγ	sc sq sγ	pc pq pγ	rγ	D	B' H	γ	φ	c
									[m]	[m]	[kN/mc]	[°]	[kPa]
1	20.721 10.662 6.766	0.605 0.605 0.040	1.098 1.049 1.049	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	1.000	0,50	1,60 1,26	9,19	25.00	10
2	20.721 10.662	0.635 0.635	1.098 1.049	-- --	-- --	-- --	-- --	1.000	0,50	1,60 1,26	9,19	25.00	10

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	37 di 51

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	ry	D	B' H	γ	φ	c
									[m]	[m]	[kN/mc]	[°]	[kPa]
	6.766	0.072	1.049	--	--	--	--						
3	20.721	0.623	1.098	--	--	--	--	1.000	0,50	1,60	9,19	25,00	10
	10.662	0.623	1.049	--	--	--	--			1,26			
	6.766	0.059	1.049	--	--	--	--						

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
7 - EQU	180,65	92,03	1.963
8 - EQU H + V	80,24	29,80	2.692
9 - EQU H - V	76,08	31,30	2.431

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 0,50	3,93	1.246
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0,50; 0,50	3,71	1.678
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0,50; 0,50	3,71	1.705

10.1.6 Verifica di stabilità globale

L'analisi di stabilità globale condotta secondo il metodo di Bishop semplificato ha portato ai risultati che seguono.

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 0,50	3,93	1.246
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0,50; 0,50	3,71	1.678

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	38 di 51

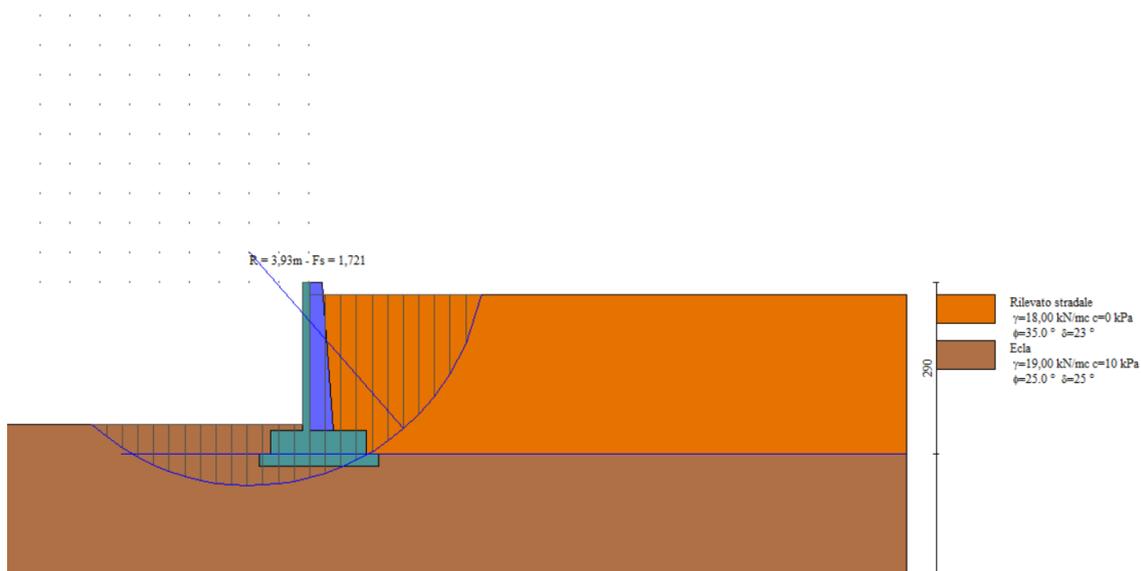


Figura 8 - Verifica di stabilità globale dei MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONE DIRETTA - TIPO 1

10.2 Muri di sostegno - fondazione diretta - tipo 2

10.2.1 Modello di calcolo

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica del modello di calcolo adottato.

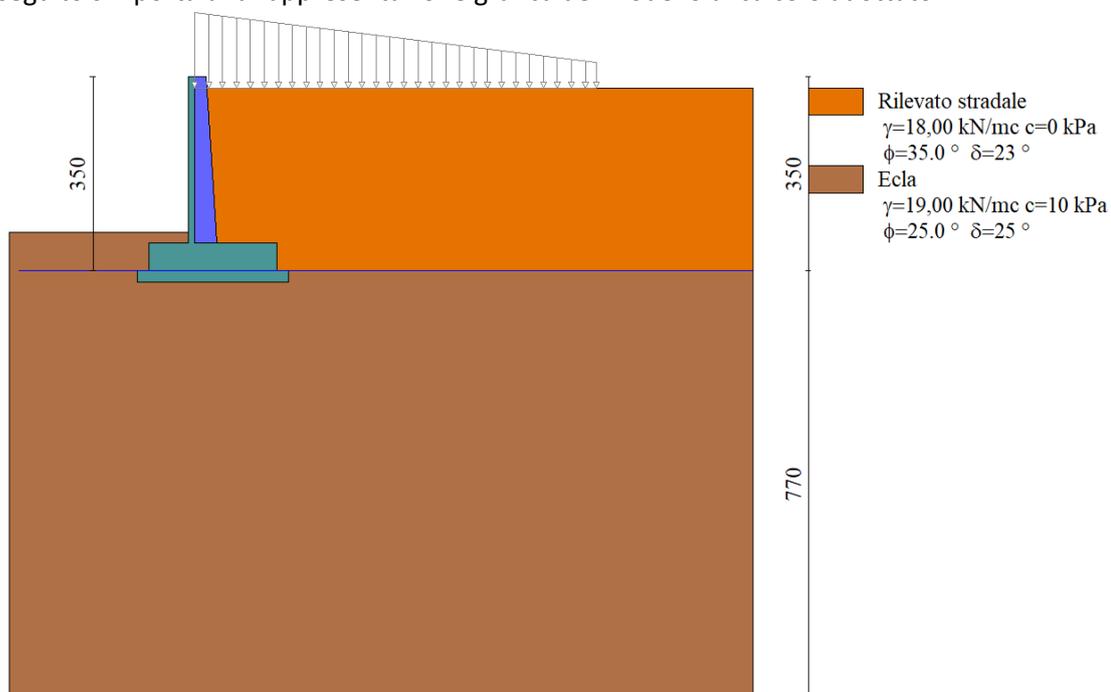


Figura 9 - Modello di calcolo dei MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONE DIRETTA - TIPO 2

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 40 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
2	-0,10	0,37	0,37	0,00	0,03	0,00	0,00
3	-0,20	0,74	0,74	0,00	0,06	0,00	0,01
4	-0,30	1,11	1,11	0,03	2,32	0,00	0,12
5	-0,40	1,48	1,48	0,10	4,69	0,01	0,47
6	-0,50	1,85	1,85	0,23	7,11	0,02	1,06
7	-0,60	2,22	2,22	0,41	9,59	0,05	1,89
8	-0,70	2,59	2,59	0,64	12,12	0,11	2,98
9	-0,80	2,97	2,97	0,92	14,71	0,18	4,32
10	-0,90	3,34	3,34	1,25	17,35	0,29	5,92
11	-1,00	3,71	3,71	1,63	20,04	0,44	7,79
12	-1,10	4,08	4,08	2,06	22,78	0,62	9,93
13	-1,20	4,45	4,45	2,55	25,58	0,85	12,35
14	-1,30	4,82	4,82	3,08	28,44	1,13	15,05
15	-1,40	5,19	5,19	3,67	31,34	1,47	18,03
16	-1,50	5,56	5,56	4,30	34,30	1,87	21,32
17	-1,60	5,93	5,93	4,99	37,32	2,33	24,90
18	-1,70	6,30	6,30	5,73	40,39	2,87	28,78
19	-1,80	6,67	6,67	6,52	43,51	3,48	32,98
20	-1,90	7,04	7,04	7,36	46,68	4,17	37,49
21	-2,00	7,41	7,41	8,25	49,91	4,95	42,31
22	-2,10	7,78	7,78	9,19	53,19	5,82	47,47
23	-2,20	8,16	8,16	10,18	56,53	6,79	52,96
24	-2,30	8,53	8,53	11,23	59,92	7,86	58,78
25	-2,40	8,90	8,90	12,32	63,37	9,04	64,94
26	-2,50	9,27	9,27	13,47	66,87	10,33	71,45
27	-2,60	9,64	9,64	14,66	70,42	11,73	78,32
28	-2,70	10,01	10,01	15,91	74,03	13,26	85,54
29	-2,80	10,38	10,38	17,21	77,69	14,92	93,12
30	-2,90	10,75	10,75	18,56	81,40	16,70	101,08
31	-3,00	11,12	11,12	19,96	85,17	18,63	109,41

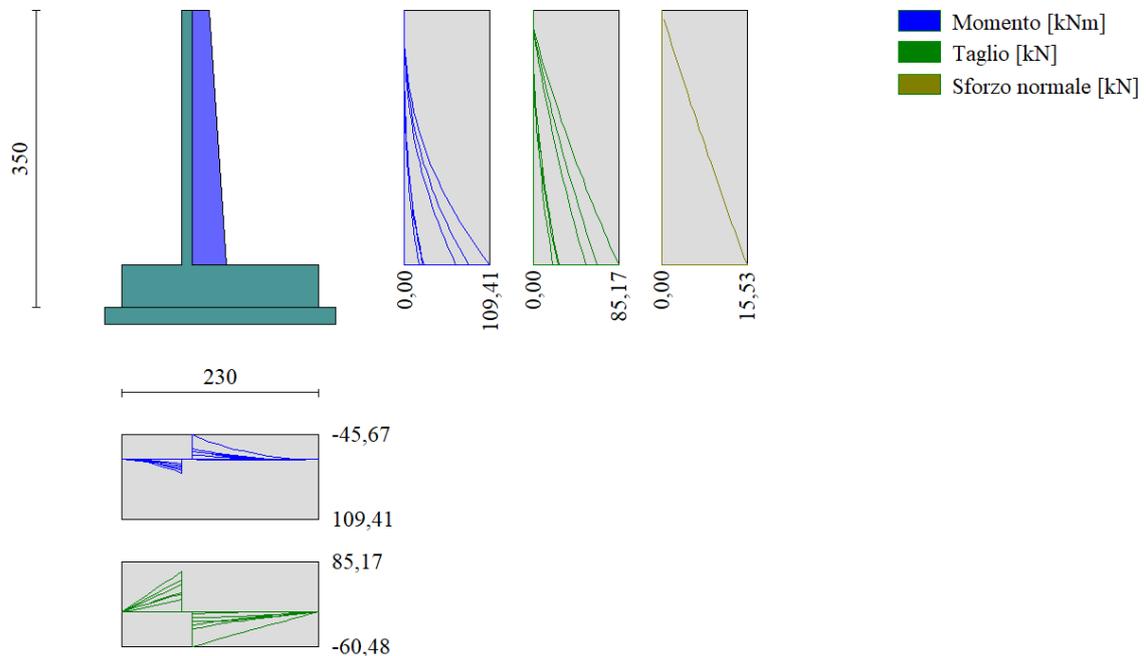
Involuppo delle sollecitazioni della fondazione:

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	-0,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,72	0,00	0,00	2,70	10,03	0,13	0,50
3	-0,62	0,00	0,00	5,52	20,02	0,54	2,00
4	-0,52	0,00	0,00	8,44	29,99	1,24	4,51
5	-0,42	0,00	0,00	11,48	39,91	2,24	8,00
6	-0,32	0,00	0,00	14,63	49,81	3,54	12,49
7	-0,22	0,00	0,00	17,88	59,67	5,17	17,96
8	-0,12	0,00	0,00	21,25	69,49	7,12	24,42
9	0,00	0,00	0,00	-60,48	-4,22	-45,67	-0,13
10	0,10	0,00	0,00	-56,17	-3,18	-39,54	0,23
11	0,20	0,00	0,00	-51,90	-2,25	-33,88	0,50
12	0,30	0,00	0,00	-47,66	-1,43	-28,69	0,68
13	0,39	0,00	0,00	-43,47	-0,72	-23,95	0,79
14	0,49	0,00	0,00	-39,32	-0,12	-19,67	0,83
15	0,59	0,00	0,00	-35,21	0,38	-15,83	0,81
16	0,69	0,00	0,00	-31,14	0,77	-12,43	0,76
17	0,79	0,00	0,00	-27,10	1,05	-9,45	0,67
18	0,89	0,00	0,00	-23,11	1,22	-6,90	0,55
19	0,99	0,00	0,00	-19,16	1,29	-4,76	0,43
20	1,09	0,00	0,00	-15,25	1,25	-3,03	0,30
21	1,18	0,00	0,00	-11,38	1,10	-1,69	0,19
22	1,28	0,00	0,00	-7,54	0,84	-0,75	0,09
23	1,38	0,00	0,00	-3,75	0,47	-0,19	0,02
24	1,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00


Figura 11 - Involuppo delle sollecitazioni dei MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONE DIRETTA - TIPO 2

10.2.2 Armature di progetto

Di seguito si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di calcolo del paramento e della fondazione (di larghezza pari ad 1 m):

Tabella 15 – Armature di progetto paramento e fondazione

CONTRAFFORTE		FONDAZIONE	
Tipo armatura	ferri	Tipo armatura	ferri
Dritto inferiore	5 ϕ 8	Dritto superiore	6 ϕ 14
Dritto superiore	4 ϕ 16	Dritto inferiore	6 ϕ 14
Dritto superiore sec	5 ϕ 8	Ripartitore	26 ϕ 14
Secondari	2 ϕ 16	Gancio	2 ϕ 14
Staffa orizzontale	13 ϕ 8 (passo 25 cm)		

Ai fini delle verifiche strutturali sono state considerate le armature riportate nella tabella seguente:

Elemento	Armatura a flessione		Armatura a taglio
	A _{f1}	A _{f2}	A _t
CONTRAFFORTE	4 ϕ 16	5 ϕ 8	[-]
FONDAZIONE	6 ϕ 14	6 ϕ 14	[-]

dove:

A_{f1} armatura lato teso;

A_{f2} armatura lato compresso;

A_t armatura a taglio.

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	42 di 51

Si precisa che, ai fini delle verifiche si è fatto riferimento per il paramento (contrafforte) e la fondazione ad un copriferro di calcolo (asse armature) pari a 4 cm.

10.2.3 Verifiche strutturali SLU

Verifiche strutturali: INVILUPPO

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espressa in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Contrafforte

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
1	20	32	2,51	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	20	33	2,51	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
3	20	33	2,51	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
4	20	34	2,51	8,04	0,12	1,42	150,30	1850,43	1302.199
5	20	35	2,51	8,04	0,47	1,90	126,54	517,04	271.954
6	20	35	2,51	8,04	1,06	2,38	113,65	256,89	107.726
7	20	36	2,51	8,04	1,89	2,87	109,66	166,62	58.026
8	20	37	2,51	8,04	2,98	3,36	108,51	122,60	36.471
9	20	37	2,51	8,04	4,32	3,85	108,71	97,08	25.185
10	20	38	2,51	8,04	5,92	4,35	109,56	80,55	18.511
11	20	39	2,51	8,04	7,79	4,85	110,78	69,01	14.225
12	20	39	2,51	8,04	9,93	5,35	112,22	60,52	11.304
13	20	40	2,51	8,04	12,35	5,86	113,81	54,03	9.219
14	20	41	2,51	8,04	15,05	6,37	115,51	48,90	7.677
15	20	41	2,51	8,04	18,03	6,88	117,27	44,76	6.502
16	20	42	2,51	8,04	21,32	7,40	119,09	41,34	5.587
17	20	43	2,51	8,04	24,90	7,92	120,95	38,47	4.858
18	20	43	2,51	8,04	28,78	8,44	122,84	36,03	4.268
19	20	44	2,51	8,04	32,98	8,97	124,76	33,93	3.783
20	20	45	2,51	8,04	37,49	9,50	126,70	32,10	3.380
21	20	45	2,51	8,04	42,31	10,03	128,66	30,49	3.040
22	20	46	2,51	8,04	47,47	10,56	130,63	29,07	2.752
23	20	47	2,51	8,04	52,96	11,10	132,61	27,81	2.504
24	20	47	2,51	8,04	58,78	11,65	134,60	26,67	2.290
25	20	48	2,51	8,04	64,94	12,19	136,60	25,64	2.103
26	20	49	5,03	8,04	71,45	12,74	138,57	24,71	1.939
27	20	49	5,03	8,04	78,32	13,29	140,58	23,86	1.795
28	20	50	5,03	8,04	85,54	13,85	142,60	23,09	1.667
29	20	51	5,03	8,04	93,12	14,41	144,62	22,37	1.553
30	20	51	2,51	8,04	101,08	14,97	146,70	21,73	1.451
31	20	52	2,51	8,04	109,41	15,53	148,73	21,12	1.359

Fondazione

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
1	100	50	9,24	9,24	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	50	9,24	9,24	0,50	0,00	538,94	0,00	1074.128
3	100	50	9,24	9,24	2,00	0,00	538,94	0,00	268.835
4	100	50	9,24	9,24	4,51	0,00	538,94	0,00	119.617
5	100	50	9,24	9,24	8,00	0,00	538,94	0,00	67.361
6	100	50	9,24	9,24	12,49	0,00	538,94	0,00	43.160

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	43 di 51

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
7	100	50	9,24	9,24	17,96	0,00	538,94	0,00	30.006
8	100	50	9,24	9,24	24,42	0,00	538,94	0,00	22.070
9	100	50	9,24	9,24	-45,67	0,00	-538,94	0,00	11.800
10	100	50	9,24	9,24	-39,54	0,00	-538,94	0,00	13.631
11	100	50	9,24	9,24	-33,88	0,00	-538,94	0,00	15.908
12	100	50	9,24	9,24	-28,69	0,00	-538,94	0,00	18.787
13	100	50	9,24	9,24	-23,95	0,00	-538,94	0,00	22.501
14	100	50	9,24	9,24	-19,67	0,00	-538,94	0,00	27.400
15	100	50	9,24	9,24	-15,83	0,00	-538,94	0,00	34.045
16	100	50	9,24	9,24	-12,43	0,00	-538,94	0,00	43.367
17	100	50	9,24	9,24	-9,45	0,00	-538,94	0,00	57.011
18	100	50	9,24	9,24	-6,90	0,00	-538,94	0,00	78.108
19	100	50	9,24	9,24	-4,76	0,00	-538,94	0,00	113.218
20	100	50	9,24	9,24	-3,03	0,00	-538,94	0,00	178.079
21	100	50	9,24	9,24	-1,69	0,00	-538,94	0,00	318.704
22	100	50	9,24	9,24	-0,75	0,00	-538,94	0,00	721.915
23	100	50	9,24	9,24	-0,19	0,00	-538,94	0,00	2907.246
24	100	50	9,24	9,24	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Contrafforte

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	20	32	0,00	2,50	122,62	1189,59	122,62	0,00	100.000
2	20	33	0,00	2,50	125,60	1217,91	125,60	0,00	100.000
3	20	33	0,00	2,50	128,59	1246,23	128,59	0,00	100.000
4	20	34	0,00	2,50	131,57	1274,56	131,57	2,32	56.776
5	20	35	0,00	2,50	134,56	1302,88	134,56	4,69	28.697
6	20	35	0,00	2,50	137,55	1331,20	137,55	7,11	19.334
7	20	36	0,00	2,50	140,53	1359,53	140,53	9,59	14.651
8	20	37	0,00	2,50	143,52	1387,85	143,52	12,12	11.839
9	20	37	0,00	2,50	146,51	1416,18	146,51	14,71	9.961
10	20	38	0,00	2,50	149,50	1444,50	149,50	17,35	8.619
11	20	39	0,00	2,50	152,49	1472,82	152,49	20,04	7.610
12	20	39	0,00	2,50	155,48	1501,15	155,48	22,78	6.824
13	20	40	0,00	2,50	158,47	1529,47	158,47	25,58	6.194
14	20	41	0,00	2,50	161,47	1557,79	161,47	28,44	5.678
15	20	41	0,00	2,50	164,46	1586,12	164,46	31,34	5.247
16	20	42	0,00	2,50	167,45	1614,44	167,45	34,30	4.882
17	20	43	0,00	2,50	170,45	1642,76	170,45	37,32	4.568
18	20	43	0,00	2,50	173,44	1671,09	173,44	40,39	4.295
19	20	44	0,00	2,50	176,44	1699,41	176,44	43,51	4.055
20	20	45	0,00	2,50	179,43	1727,73	179,43	46,68	3.844
21	20	45	0,00	2,50	182,43	1756,06	182,43	49,91	3.655
22	20	46	0,00	2,50	185,43	1784,38	185,43	53,19	3.486
23	20	47	0,00	2,50	188,43	1812,70	188,43	56,53	3.333
24	20	47	0,00	2,50	191,42	1841,03	191,42	59,92	3.195
25	20	48	0,00	2,50	194,42	1869,35	194,42	63,37	3.068
26	20	49	0,00	2,50	197,42	1897,67	197,42	66,87	2.953
27	20	49	0,00	2,50	200,42	1926,00	200,42	70,42	2.846
28	20	50	0,00	2,50	203,42	1954,32	203,42	74,03	2.748
29	20	51	0,00	2,50	206,43	1982,65	206,43	77,69	2.657
30	20	51	0,00	2,50	209,43	2010,97	209,43	81,40	2.573

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag.di Pag. 44 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
31	20	52	0,00	2,50	212,43	2039,29	212,43	85,17	2.494

Fondazione

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	0,00	100.000
2	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-10,03	21.813
3	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-20,02	10.925
4	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-29,99	7.296
5	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-39,91	5.481
6	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-49,81	4.392
7	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-59,67	3.666
8	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-69,49	3.148
9	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-60,48	3.617
10	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-56,17	3.895
11	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-51,90	4.216
12	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-47,66	4.590
13	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-43,47	5.032
14	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-39,32	5.564
15	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-35,21	6.214
16	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-31,14	7.026
17	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-27,10	8.071
18	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-23,11	9.465
19	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-19,16	11.418
20	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-15,25	14.347
21	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-11,38	19.230
22	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-7,54	28.997
23	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	-3,75	58.304
24	100	50	0,00	--	0,00	0,00	218,77	0,00	100.000

10.2.4 Verifiche strutturali SLE

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espressa in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sfuerzo normale agente, espressa in [kN]
σ _c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ _{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ _{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Contrafforte

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	14940	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B	H	A _{fi}	A _{fs}	M	N	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	20	32	2,51	8,04	0,00	0,00	0 (10)	0 (10)	0 (10)
2	20	33	2,51	8,04	0,00	0,47	3 (10)	26 (10)	35 (10)
3	20	33	2,51	8,04	0,00	0,94	5 (10)	52 (10)	70 (10)
4	20	34	2,51	8,04	0,09	1,42	14 (10)	109 (10)	155 (10)
5	20	35	2,51	8,04	0,34	1,90	40 (10)	1034 (10)	345 (10)
6	20	35	2,51	8,04	0,78	2,38	79 (10)	2707 (10)	603 (10)
7	20	36	2,51	8,04	1,40	2,87	130 (10)	5079 (10)	927 (10)
8	20	37	2,51	8,04	2,21	3,36	191 (10)	8113 (10)	1318 (10)
9	20	37	2,51	8,04	3,20	3,85	263 (10)	11782 (10)	1776 (10)
10	20	38	2,51	8,04	4,39	4,35	345 (10)	16062 (10)	2300 (10)
11	20	39	2,51	8,04	5,78	4,85	435 (10)	20932 (10)	2887 (10)
12	20	39	2,51	8,04	7,38	5,35	534 (10)	26372 (10)	3536 (10)
13	20	40	2,51	8,04	9,18	5,86	640 (10)	32366 (10)	4246 (10)

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 45 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
14	20	41	2,51	8,04	11,19	6,37	754 (10)	38896 (10)	5013 (10)
15	20	41	2,51	8,04	13,41	6,88	875 (10)	45947 (10)	5838 (10)
16	20	42	2,51	8,04	15,86	7,40	1002 (10)	53506 (10)	6719 (10)
17	20	43	2,51	8,04	18,53	7,92	1135 (10)	61559 (10)	7653 (10)
18	20	43	2,51	8,04	21,43	8,44	1274 (10)	70094 (10)	8639 (10)
19	20	44	2,51	8,04	24,56	8,97	1418 (10)	79100 (10)	9677 (10)
20	20	45	2,51	8,04	27,92	9,50	1567 (10)	88566 (10)	10763 (10)
21	20	45	2,51	8,04	31,53	10,03	1721 (10)	98482 (10)	11898 (10)
22	20	46	2,51	8,04	35,38	10,56	1880 (10)	108840 (10)	13080 (10)
23	20	47	2,51	8,04	39,48	11,10	2043 (10)	119631 (10)	14308 (10)
24	20	47	2,51	8,04	43,83	11,65	2210 (10)	130846 (10)	15580 (10)
25	20	48	2,51	8,04	48,44	12,19	2381 (10)	142478 (10)	16895 (10)
26	20	49	5,03	8,04	53,31	12,74	2605 (10)	154533 (10)	16565 (10)
27	20	49	5,03	8,04	58,45	13,29	2787 (10)	166976 (10)	17844 (10)
28	20	50	5,03	8,04	63,85	13,85	2973 (10)	179815 (10)	19160 (10)
29	20	51	5,03	8,04	69,53	14,41	3162 (10)	193045 (10)	20514 (10)
30	20	51	2,51	8,04	75,49	14,97	3290 (10)	206659 (10)	24085 (10)
31	20	52	2,51	8,04	81,73	15,53	3481 (10)	220658 (10)	25640 (10)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo

19920

[kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio

1255271

[kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	100	50	9,24	9,24	0,00	0,00	0 (10)	0 (10)	0 (10)
2	100	50	9,24	9,24	0,39	0,00	17 (10)	987 (10)	143 (10)
3	100	50	9,24	9,24	1,56	0,00	67 (10)	3954 (10)	574 (10)
4	100	50	9,24	9,24	3,52	0,00	151 (10)	8908 (10)	1292 (10)
5	100	50	9,24	9,24	6,26	0,00	269 (10)	15858 (10)	2301 (10)
6	100	50	9,24	9,24	9,80	0,00	420 (10)	24813 (10)	3600 (10)
7	100	50	9,24	9,24	14,13	0,00	606 (10)	35781 (10)	5191 (10)
8	100	50	9,24	9,24	19,26	0,00	826 (10)	48769 (10)	7075 (10)
9	100	50	9,24	9,24	-20,51	0,00	880 (10)	7533 (10)	51920 (10)
10	100	50	9,24	9,24	-17,50	0,00	751 (10)	6428 (10)	44307 (10)
11	100	50	9,24	9,24	-14,78	0,00	634 (10)	5427 (10)	37409 (10)
12	100	50	9,24	9,24	-12,32	0,00	529 (10)	4526 (10)	31198 (10)
13	100	50	9,24	9,24	-10,13	0,00	435 (10)	3721 (10)	25646 (10)
14	100	50	9,24	9,24	-8,19	0,00	351 (10)	3007 (10)	20725 (10)
15	100	50	9,24	9,24	-6,48	0,00	278 (10)	2380 (10)	16406 (10)
16	100	50	9,24	9,24	-5,00	0,00	215 (10)	1837 (10)	12662 (10)
17	100	50	9,24	9,24	-3,74	0,00	160 (10)	1373 (10)	9464 (10)
18	100	50	9,24	9,24	-2,68	0,00	115 (10)	984 (10)	6784 (10)
19	100	50	9,24	9,24	-1,81	0,00	78 (10)	666 (10)	4593 (10)
20	100	50	9,24	9,24	-1,13	0,00	49 (10)	416 (10)	2865 (10)
21	100	50	9,24	9,24	-0,62	0,00	27 (10)	228 (10)	1569 (10)
22	100	50	9,24	9,24	-0,27	0,00	11 (10)	98 (10)	679 (10)
23	100	50	9,24	9,24	-0,07	0,00	3 (10)	24 (10)	165 (10)
24	100	50	9,24	9,24	0,00	0,00	0 (10)	0 (10)	0 (10)

Combinazioni SLEQ

Contrafforte

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo

11205

[kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio

450000

[kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	20	32	2,51	8,04	0,00	0,00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	20	33	2,51	8,04	0,00	0,47	3 (12)	26 (12)	35 (12)
3	20	33	2,51	8,04	0,00	0,94	5 (12)	52 (12)	70 (12)
4	20	34	2,51	8,04	0,00	1,42	8 (12)	76 (12)	105 (12)
5	20	35	2,51	8,04	0,01	1,90	11 (12)	93 (12)	142 (12)
6	20	35	2,51	8,04	0,02	2,38	15 (12)	95 (12)	184 (12)
7	20	36	2,51	8,04	0,05	2,87	19 (12)	76 (12)	233 (12)
8	20	37	2,51	8,04	0,11	3,36	24 (12)	31 (12)	291 (12)

2.12PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	46 di 51

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
9	20	37	2,51	8,04	0,18	3,85	31 (12)	73 (12)	363 (12)
10	20	38	2,51	8,04	0,29	4,35	40 (12)	292 (12)	452 (12)
11	20	39	2,51	8,04	0,44	4,85	52 (12)	648 (12)	559 (12)
12	20	39	2,51	8,04	0,62	5,35	67 (12)	1145 (12)	682 (12)
13	20	40	2,51	8,04	0,85	5,86	83 (12)	1788 (12)	823 (12)
14	20	41	2,51	8,04	1,13	6,37	103 (12)	2584 (12)	982 (12)
15	20	41	2,51	8,04	1,47	6,88	124 (12)	3541 (12)	1160 (12)
16	20	42	2,51	8,04	1,87	7,40	149 (12)	4669 (12)	1359 (12)
17	20	43	2,51	8,04	2,33	7,92	176 (12)	5978 (12)	1575 (12)
18	20	43	2,51	8,04	2,87	8,44	206 (12)	7477 (12)	1810 (12)
19	20	44	2,51	8,04	3,48	8,97	239 (12)	9174 (12)	2065 (12)
20	20	45	2,51	8,04	4,17	9,50	275 (12)	11075 (12)	2341 (12)
21	20	45	2,51	8,04	4,95	10,03	313 (12)	13185 (12)	2639 (12)
22	20	46	2,51	8,04	5,82	10,56	354 (12)	15509 (12)	2959 (12)
23	20	47	2,51	8,04	6,79	11,10	399 (12)	18053 (12)	3301 (12)
24	20	47	2,51	8,04	7,86	11,65	445 (12)	20822 (12)	3667 (12)
25	20	48	2,51	8,04	9,04	12,19	495 (12)	23819 (12)	4057 (12)
26	20	49	5,03	8,04	10,33	12,74	558 (12)	27036 (12)	4105 (12)
27	20	49	5,03	8,04	11,73	13,29	614 (12)	30503 (12)	4507 (12)
28	20	50	5,03	8,04	13,26	13,85	674 (12)	34212 (12)	4931 (12)
29	20	51	5,03	8,04	14,92	14,41	736 (12)	38165 (12)	5379 (12)
30	20	51	2,51	8,04	16,70	14,97	787 (12)	42385 (12)	6375 (12)
31	20	52	2,51	8,04	18,63	15,53	854 (12)	46840 (12)	6914 (12)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo

14940

[kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio

1569089

[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	100	50	9,24	9,24	0,00	0,00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	100	50	9,24	9,24	0,13	0,00	6 (12)	340 (12)	49 (12)
3	100	50	9,24	9,24	0,54	0,00	23 (12)	1378 (12)	200 (12)
4	100	50	9,24	9,24	1,24	0,00	53 (12)	3143 (12)	456 (12)
5	100	50	9,24	9,24	2,24	0,00	96 (12)	5663 (12)	822 (12)
6	100	50	9,24	9,24	3,54	0,00	152 (12)	8965 (12)	1301 (12)
7	100	50	9,24	9,24	5,17	0,00	222 (12)	13078 (12)	1897 (12)
8	100	50	9,24	9,24	7,12	0,00	305 (12)	18030 (12)	2616 (12)
9	100	50	9,24	9,24	-0,13	0,00	6 (12)	48 (12)	332 (12)
10	100	50	9,24	9,24	0,23	0,00	10 (12)	590 (12)	86 (12)
11	100	50	9,24	9,24	0,50	0,00	21 (12)	1267 (12)	184 (12)
12	100	50	9,24	9,24	0,68	0,00	29 (12)	1726 (12)	250 (12)
13	100	50	9,24	9,24	0,79	0,00	34 (12)	1993 (12)	289 (12)
14	100	50	9,24	9,24	0,83	0,00	36 (12)	2095 (12)	304 (12)
15	100	50	9,24	9,24	0,81	0,00	35 (12)	2061 (12)	299 (12)
16	100	50	9,24	9,24	0,76	0,00	32 (12)	1915 (12)	278 (12)
17	100	50	9,24	9,24	0,67	0,00	29 (12)	1686 (12)	245 (12)
18	100	50	9,24	9,24	0,55	0,00	24 (12)	1400 (12)	203 (12)
19	100	50	9,24	9,24	0,43	0,00	18 (12)	1085 (12)	157 (12)
20	100	50	9,24	9,24	0,30	0,00	13 (12)	766 (12)	111 (12)
21	100	50	9,24	9,24	0,19	0,00	8 (12)	471 (12)	68 (12)
22	100	50	9,24	9,24	0,09	0,00	4 (12)	227 (12)	33 (12)
23	100	50	9,24	9,24	0,02	0,00	1 (12)	61 (12)	0 (1)
24	100	50	9,24	9,24	0,00	0,00	0 (12)	0 (12)	0 (12)

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Af	area ferri zona tesa espressa in [cmq]
Aeff	area efficace espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
Mpf	momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
ε	deformazione espressa in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [mm]

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 47 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

w apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLEF

Contrafforte

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	20	32	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)
2	20	33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000005	---	0,000 (11)
3	20	33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000010	---	0,000 (11)
4	20	34	8,04	94,46	0,06	48,72	0,000000	0,00	0,000 (11)
5	20	35	8,04	223,09	0,26	26,27	0,000000	0,00	0,000 (11)
6	20	35	8,04	252,38	0,59	24,55	0,000000	0,00	0,000 (11)
7	20	36	8,04	268,09	1,07	24,43	0,000000	0,00	0,000 (11)
8	20	37	8,04	279,23	1,68	24,75	0,000000	0,00	0,000 (11)
9	20	37	8,04	288,35	2,45	25,27	0,000000	0,00	0,000 (11)
10	20	38	8,04	296,42	3,37	25,89	0,000000	0,00	0,000 (11)
11	20	39	8,04	303,88	4,45	26,57	0,000000	0,00	0,000 (11)
12	20	39	8,04	310,95	5,69	27,30	0,000000	0,00	0,000 (11)
13	20	40	8,04	317,77	7,10	28,06	0,000000	0,00	0,000 (11)
14	20	41	8,04	324,41	8,67	28,85	0,000000	0,00	0,000 (11)
15	20	41	8,04	330,92	10,43	29,66	0,000000	0,00	0,000 (11)
16	20	42	8,04	337,34	12,36	30,49	0,000000	0,00	0,000 (11)
17	20	43	8,04	343,69	14,48	31,33	0,000000	0,00	0,000 (11)
18	20	43	8,04	349,98	16,79	32,20	0,000000	0,00	0,000 (11)
19	20	44	8,04	356,23	19,29	33,08	0,000000	0,00	0,000 (11)
20	20	45	8,04	362,45	21,98	33,97	0,000000	0,00	0,000 (11)
21	20	45	8,04	368,64	24,88	34,88	0,000000	0,00	0,000 (11)
22	20	46	8,04	374,81	27,99	35,80	0,000000	0,00	0,000 (11)
23	20	47	8,04	380,97	31,31	36,73	0,000000	0,00	0,000 (11)
24	20	47	8,04	387,11	34,84	37,68	0,000000	0,00	0,000 (11)
25	20	48	8,04	393,24	38,59	38,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
26	20	49	8,04	400,01	42,56	39,65	0,033709	217,18	0,124 (11)
27	20	49	8,04	406,13	46,77	40,64	0,040151	218,40	0,149 (11)
28	20	50	8,04	412,24	51,20	41,63	0,046609	219,61	0,174 (11)
29	20	51	8,04	418,35	55,88	42,64	0,053105	220,83	0,199 (11)
30	20	51	8,04	423,78	60,79	43,63	0,059689	221,91	0,225 (11)
31	20	52	8,04	429,88	65,95	44,66	0,066305	223,12	0,251 (11)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)
2	100	50	9,24	2033,93	0,33	145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
3	100	50	9,24	2033,93	1,31	145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
4	100	50	9,24	2033,93	2,95	145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
5	100	50	9,24	2033,93	5,26	145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
6	100	50	9,24	2033,93	8,24	145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
7	100	50	9,24	2033,93	11,89	145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
8	100	50	9,24	2033,93	16,23	145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
9	100	50	9,24	2971,96	-15,41	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
10	100	50	9,24	2971,96	-13,07	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
11	100	50	9,24	2971,96	-10,96	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
12	100	50	9,24	2971,96	-9,07	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
13	100	50	9,24	2971,96	-7,40	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
14	100	50	9,24	2971,96	-5,93	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
15	100	50	9,24	2971,96	-4,66	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
16	100	50	9,24	2971,96	-3,56	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
17	100	50	9,24	2971,96	-2,64	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
18	100	50	9,24	2971,96	-1,87	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
19	100	50	9,24	2971,96	-1,25	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
20	100	50	9,24	2971,96	-0,77	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
21	100	50	9,24	2971,96	-0,42	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
22	100	50	9,24	2971,96	-0,18	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)
23	100	50	9,24	2971,96	-0,04	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (11)

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0000	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. A	Pag. di Pag. 48 di 51
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
24	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (11)

Combinazioni SLEQ

Contrafforte

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	20	32	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)
2	20	33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000005	---	0,000 (12)
3	20	33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000010	---	0,000 (12)
4	20	34	0,00	0,00	0,00	0,48	0,000000	0,00	0,000 (12)
5	20	35	0,00	0,00	0,01	3,21	0,000000	0,00	0,000 (12)
6	20	35	0,00	0,00	0,02	11,45	0,000000	0,00	0,000 (12)
7	20	36	0,00	0,00	0,05	42,97	0,000000	0,00	0,000 (12)
8	20	37	0,00	0,00	0,11	417,76	0,000000	0,00	0,000 (12)
9	20	37	8,04	84,77	0,18	68,14	0,000000	0,00	0,000 (12)
10	20	38	8,04	152,28	0,29	47,26	0,000000	0,00	0,000 (12)
11	20	39	8,04	199,36	0,44	40,38	0,000000	0,00	0,000 (12)
12	20	39	8,04	231,44	0,62	37,33	0,000000	0,00	0,000 (12)
13	20	40	8,04	254,58	0,85	35,85	0,000000	0,00	0,000 (12)
14	20	41	8,04	272,43	1,13	35,18	0,000000	0,00	0,000 (12)
15	20	41	8,04	287,01	1,47	34,97	0,000000	0,00	0,000 (12)
16	20	42	8,04	299,47	1,87	35,05	0,000000	0,00	0,000 (12)
17	20	43	8,04	310,53	2,33	35,33	0,000000	0,00	0,000 (12)
18	20	43	8,04	320,64	2,87	35,75	0,000000	0,00	0,000 (12)
19	20	44	8,04	330,03	3,48	36,27	0,000000	0,00	0,000 (12)
20	20	45	8,04	338,87	4,17	36,87	0,000000	0,00	0,000 (12)
21	20	45	8,04	347,28	4,95	37,54	0,000000	0,00	0,000 (12)
22	20	46	8,04	355,33	5,82	38,26	0,000000	0,00	0,000 (12)
23	20	47	8,04	363,11	6,79	39,03	0,000000	0,00	0,000 (12)
24	20	47	8,04	370,66	7,86	39,83	0,000000	0,00	0,000 (12)
25	20	48	8,04	378,02	9,04	40,66	0,000000	0,00	0,000 (12)
26	20	49	8,04	385,94	10,33	41,57	0,000000	0,00	0,000 (12)
27	20	49	8,04	393,01	11,73	42,45	0,000000	0,00	0,000 (12)
28	20	50	8,04	399,97	13,26	43,36	0,000000	0,00	0,000 (12)
29	20	51	8,04	406,84	14,92	44,29	0,000000	0,00	0,000 (12)
30	20	51	8,04	412,90	16,70	45,20	0,000000	0,00	0,000 (12)
31	20	52	8,04	419,61	18,63	46,17	0,000000	0,00	0,000 (12)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)
2	100	50	9,24	2033,93	0,13	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
3	100	50	9,24	2033,93	0,54	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
4	100	50	9,24	2033,93	1,24	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
5	100	50	9,24	2033,93	2,24	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
6	100	50	9,24	2033,93	3,54	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
7	100	50	9,24	2033,93	5,17	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
8	100	50	9,24	2033,93	7,12	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
9	100	50	9,24	2971,96	-0,13	-145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
10	100	50	9,24	2033,93	0,23	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
11	100	50	9,24	2033,93	0,50	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
12	100	50	9,24	2033,93	0,68	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
13	100	50	9,24	2033,93	0,79	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
14	100	50	9,24	2033,93	0,83	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
15	100	50	9,24	2033,93	0,81	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
16	100	50	9,24	2033,93	0,76	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
17	100	50	9,24	2033,93	0,67	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
18	100	50	9,24	2033,93	0,55	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
19	100	50	9,24	2033,93	0,43	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
20	100	50	9,24	2033,93	0,30	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	49 di 51

n°	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]
21	100	50	9,24	2033,93	0,19	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
22	100	50	9,24	2033,93	0,09	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
23	100	50	9,24	2033,93	0,02	145,64	0,000000	0,00	0,000 (12)
24	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (12)

10.2.5 Verifiche di stabilita' locale

Si riportano di seguito i coefficienti di sicurezza per la valutazione della capacità portante nonché i coefficienti di sicurezza minimi provenienti dalla analisi.

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	122,01	0,00	0,00	--	--	122,01	74,98	1.627
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	62,69	0,00	0,00	--	--	62,69	37,61	1.667
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	57,74	0,00	0,00	--	--	57,74	35,77	1.614

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	261,64	560,32	400,23	2.142
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	134,44	529,06	377,90	3.935
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	123,83	508,77	363,40	4.109

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Nγ	Fattori di capacità portante
ic, iq, iγ	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dγ	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gγ	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, bγ	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sγ	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, pγ	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
rγ	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5BγN, viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Nγ	ic iq iγ	dc dq dγ	gc gq gγ	bc bq bγ	sc sq sγ	pc pq pγ	rγ	D	B' H	γ	φ	c
									[m]	[m]	[kN/mc]	[°]	[kPa]
1	20.721 10.662 6.766	0.676 0.676 0.130	1.096 1.048 1.048	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	0.985	0,70	2,30 1,81	9,19	25.00	10
2	20.721 10.662	0.683 0.683	1.096 1.048	-- --	-- --	-- --	-- --	0.985	0,70	2,30 1,81	9,19	25.00	10

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	50 di 51

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	ry	D	B' H	γ	φ	c
									[m]	[m]	[kN/mc]	[°]	[kPa]
	6.766	0.141	1.048	--	--	--	--						
3	20.721	0.674	1.096	--	--	--	--	0.985	0,70	2,30	9,19	25,00	10
	10.662	0.674	1.048	--	--	--	--			1,81			
	6.766	0.126	1.048	--	--	--	--						

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
7 - EQU	389,61	135,92	2.866
8 - EQU H + V	194,32	53,34	3.643
9 - EQU H - V	185,66	57,51	3.228

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 0,50	4,72	1.333
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0,50; 1,00	4,93	1.701
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0,50; 1,00	4,93	1.717

10.2.6 Verifica di stabilità globale

L'analisi di stabilità globale condotta secondo il metodo di Bishop semplificato ha portato ai risultati che seguono.

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 0,50	4,72	1.333
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0,50; 1,00	4,93	1.701

2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MINORI: TIPOLOGICI

Muri di sostegno prefabbricati - Riabilitazione SP256 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L073	213	E	16	MU0000	REL	02	A	51 di 51

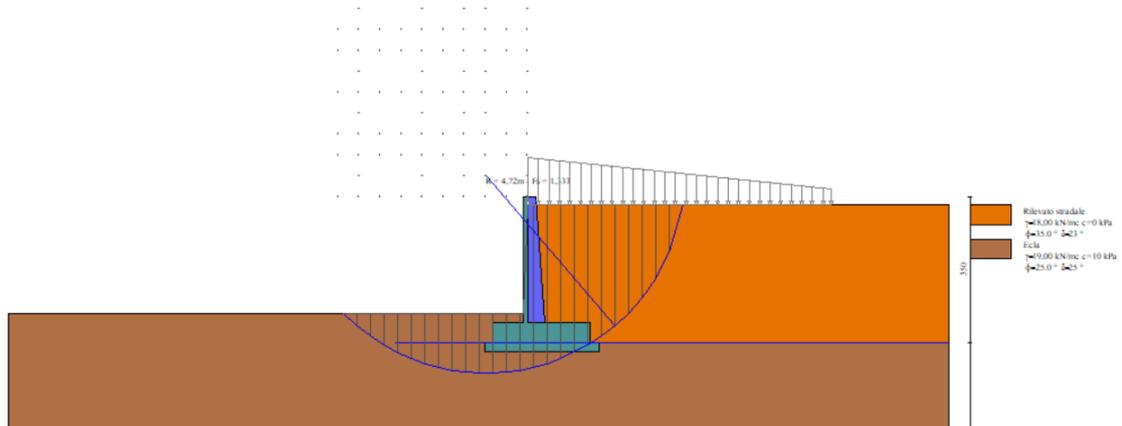


Figura 12 - Verifica di stabilità globale dei MURI DI SOSTEGNO - FONDAZIONE DIRETTA - TIPO 2