

REGIONE UMBRIA

PROVINCIA DI PERUGIA



COMUNE DI MASSA MARTANA

INTERVENTI PER IL CONSOLIDAMENTO DELLA RUPE DI MASSA MARTANA

OPERA:

COMPLETAMENTO DEGLI INTERVENTI IN PARETE
E DEL CIGLIO SUPERIORE NEL TRATTO COMPRESO
TRA VIA DELLE PIAGGE E VIA DEL MATTATOIO VECCHIO

DESCRIZIONE:

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTISTI:

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

COLLABORATORI:



IAG PROGETTI STUDIO ASSOCIATO

dott. arch. Andrea Balletti
dott. ing. Vincenzo Mario Cavallaro
dott. ing. Federica Ferrotti
dott. arch. Andrea Sabbatini
info@iagprogetti.it



THESIS ENGINEERING

dott. ing. Elia Comastri
dott. ing. Federica Forlani
tesi@studiothesis.it



SGA STUDIO GEOLOGI ASSOCIATI

dott. geol. Luciano Faralli
dott. geol. Nello Gasparri
dott. geol. Riccardo Piccioni
infostudiogeologiassociati.eu

REGIONE UMBRIA:

TAVOLA:

RELAZIONE DEL PROGETTO DELLE STRUTTURE:

RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI
RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA
RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI
RELAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL
PROGETTO STRUTTURALE

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
0	SETT_2014	1° EMISSIONE	FF	GF	CC

-	-	C_REL_01	2014_04	E0	A	PE
---	---	-----------------	----------------	-----------	----------	-----------

P. Gen. CIV	Tipo doc REL	Formato A4	scala /	Redatto ING. F. FERROTTI	Controllato ING. G. FEDERICI	Approvato ING. C. COMASTRI	Responsabile FF	ELABORATO_n. c03
----------------	-----------------	---------------	------------	-----------------------------	---------------------------------	-------------------------------	--------------------	------------------

REGIONE UMBRIA

Provincia di Perugia

COMUNE DI MASSA MARTANA

INTERVENTI PER IL CONSOLIDAMENTO DELLA RUPE DI MASSA MARTANA

COMPLETAMENTO DEGLI INTERVENTI IN PARETE
E DEL CIGLIO SUPERIORE NEL TRATTO COMPRESO
TRA VIA DELLE PIAGGE E VIA DEL MATTATOIO VECCHIO

RELAZIONE DEL PROGETTO DELLE STRUTTURE

Committente: REGIONE UMBRIA

Progettisti: prof. ing. Claudio Comastri (Capogruppo)

ing. Rodolfo Biondi

ing. Giuseppe Federici

dott. geol. Luca Domenico Venanti

Massa Martana, Settembre 2014

INDICE

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
1 CARICHI E SOVRACCARICHI	11
2 OPERE IN CLS ARMATO	11
3 SISMICA.....	11
RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA	12
1 PREMESSA.....	13
2 DESCRIZIONE GENERALE DEL TIPO DI INTERVENTO.....	13
2.1 CONSOLIDAMENTO PARIETALE	13
RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI.....	17
1 OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO	18
1.1 CALCESTRUZZO.....	18
1.2 ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	18
2 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E STRUTTURE COMPOSTE	18
3 TIRANTI.....	19
RELAZIONE DI CALCOLO	20
1 PREMESSA.....	21
2 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO.....	24
MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 1	27
3 VERIFICHE STR MURI CON FONDAZIONI PROFONDE E PARETI ANCORATE	27
4 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	28
5 ANALISI DEI CARICHI	29
6 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI	33
6.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	33
6.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	33
6.3 RISULTATI DELL'ANALISI	34
6.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA	35
7 MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE.....	38
7.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	38
7.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	38
7.3 RISULTATI DELL'ANALISI	38

7.4	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA	39
8	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	40
9	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	41
9.1	PALO.....	41
9.2	PARETE BASE	43
9.3	PARETE SOMMITA'	44
9.4	PLATEA.....	46
9.5	TIRANTE DYWIDAG	47
MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 2		47
10	VERIFICHE STR MURI CON FONDAZIONI PROFONDE E PARETI ANCORATE	47
11	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	47
12	ANALISI DEI CARICHI	49
13	MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI	51
13.1	SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	51
13.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	51
13.3	RISULTATI DELL'ANALISI	52
13.4	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA.....	53
14	MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE.....	56
14.1	SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	56
14.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	56
14.3	RISULTATI DELL'ANALISI	56
14.4	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA.....	57
15	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	58
16	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	59
16.1	PALO.....	59
16.2	PARETE BASE	61
16.3	PARETE SOMMITA'	62
16.4	PLATEA.....	64
16.5	TIRANTE DYWIDAG	65
MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 3		65
17	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	65
18	ANALISI DEI CARICHI	67
19	MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI	69

19.1	SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	69
19.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	69
19.3	RISULTATI DELL'ANALISI	70
19.4	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA.....	71
20	MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE.....	73
20.1	SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	73
20.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	74
20.3	RISULTATI DELL'ANALISI	74
20.4	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA.....	75
21	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	77
22	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	78
22.1	PALO.....	78
22.2	PARETE BASE	80
22.3	PARETE SOMMITA'	81
22.4	PLATEA.....	82
22.5	SOLETTA A SBALZO	83
22.6	TIRANTE DYWIDAG	84
MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 1		84
23	VERIFICHE MURI CON FONDAZIONI PROFONDE E PARETI NON ANCORATE.....	84
24	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	86
25	ANALISI DEI CARICHI	87
26	MODELLO STRUTTURALE	89
27	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	94
28	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	95
28.1	PALO.....	95
28.2	PARETE BASE	97
28.3	PARETE SOMMITA'	98
28.4	PLATEA.....	99
28.5	SOLETTA A SBALZO	100
MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 2		101
29	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	101
30	ANALISI DEI CARICHI	102
31	MODELLO STRUTTURALE	105

31.1	SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	105
31.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	105
31.3	RISULTATI DELL'ANALISI	105
31.4	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA.....	106
32	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	109
33	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	109
33.1	PALO.....	109
33.2	PARETE	111
33.3	PLATEA.....	113
33.4	SOLETTA A SBALZO	114
MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 3		115
34	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	115
35	ANALISI DEI CARICHI	116
36	MODELLO STRUTTURALE	118
31.5	SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	118
31.6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	118
31.7	RISULTATI DELL'ANALISI	118
31.8	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA.....	119
37	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	120
38	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	121
38.1	PALO.....	121
38.2	PARETE	123
38.3	PLATEA.....	124
MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 4		125
SOLETTA A SBALZO SU MURO ESISTENTE SEZ. 55A - SEZ. 60 ..		125
39	MURO ESISTENTE: INTERVENTO TIPO D.....	125
40	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	127
41	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	129
MURI DI CIGLIO		131
42	ANALISI PARETE	132
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI		136
1	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	137
2	VERIFICHE GEOTECNICHE MURI CON FONDAZIONI PROFONDE	138

MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 1	141
3 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	141
4 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI	142
4.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	142
4.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	142
4.3 RISULTATI DELL'ANALISI	143
4.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA	144
5 MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE.....	145
5.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	145
5.3 RISULTATI DELL'ANALISI	145
5.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA	146
6 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	146
7 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	147
8 VERIFICA ANCORAGGIO TIRANTE A TREFOLI	150
9 VERIFICA ANCORAGGIO BARRE DYWIDAG.....	151
MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 2	151
10 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	151
11 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI	152
11.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	152
11.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	152
11.3 RISULTATI DELL'ANALISI	153
11.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA.....	154
12 MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE.....	155
12.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	155
12.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	155
12.3 RISULTATI DELL'ANALISI	155
12.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA.....	156
13 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	156
14 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	157
15 VERIFICA ANCORAGGIO TIRANTE A TREFOLI	160
16 VERIFICA ANCORAGGIO BARRE DYWIDAG.....	161
MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 3	161
17 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	161
18 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI	162

18.1	SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	162
18.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	162
18.3	RISULTATI DELL'ANALISI	162
19	MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE.....	163
19.1	SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO	163
19.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	164
19.3	RISULTATI DELL'ANALISI	164
19.4	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA.....	164
20	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	165
21	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	165
22	VERIFICA ANCORAGGIO TIRANTE A TREFOLI	168
23	VERIFICA ANCORAGGIO BARRE DYWIDAG.....	169
	MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 1	169
24	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	169
25	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	169
26	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	169
	MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 2	172
27	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	172
28	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	172
29	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	172
	MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 3	175
30	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	175
31	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	175
32	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	175
	MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 4	178
	MURI DI CIGLIO	178
33	VERIFICA DI RESISTENZA MICROPALI	178
	RELAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	179
1	PREMESSA.....	180
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	183
2.1	CALCESTRUZZO.....	183
2.2	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	184

2.3	ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E STRUTTURE COMPOSTE	184
2.4	Barre tipo DYWIDAG:	184
2.5	TIRANTI.....	185
3	APPROCCIO DI CALCOLO.....	185
3.1	MURO TIPOLOGIA E	185
3.2	MURO TIPOLOGIA F	186
4	MODELLO DI CALCOLO.....	186
4.1	MURO TIPOLOGIA E	186
4.2	MURO TIPOLOGIA F	187
5	MODELLAZIONE DEI MATERIALI	187
6	AZIONE SISMICA	188
6.1	MURO TIPOLOGIA E	188
6.2	MURO TIPOLOGIA F	188
7	COMBINAZIONI DI CARICO	189
7.1	MURO TIPOLOGIA E	189
7.2	MURO TIPOLOGIA F	190
8	RISULTATI DELLE ANALISI	190

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1 CARICHI E SOVRACCARICHI

Decreto M.LL.PP. 14 Gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni"

Circolare 02 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

2 OPERE IN CLS ARMATO

Decreto M.LL.PP. 14 Gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni"

Circolare 02 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

3 SISMICA

Decreto M.LL.PP. 14 Gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni"

Circolare 02 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Deliberazione Giunta Regionale n° 1111 del 3/10/2012 – Aggiornamento della classificazione sismica del territorio regionale dell'Umbria.

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

1 PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito del progetto esecutivo degli interventi di consolidamento parietale della rupe di Massa Martana; in particolare riguarda il completamento degli interventi in parete e del ciglio superiore nel tratto compreso tra via delle Piagge e via del Mattatoio Vecchio.

2 DESCRIZIONE GENERALE DEL TIPO DI INTERVENTO

L'intervento di consolidamento, inserito all'interno di un articolato progetto di consolidamento della Rupe di Massa Martana e di recupero del centro storico, è concepito in maniera tale da conferire alle pareti Ovest e Nord della Rupe una continuità materiale e una maggiore stabilità di insieme.

In via preliminare è necessario procedere al diserbo e al taglio della vegetazione, alla demolizione dei massi rocciosi instabili e alla pulizia della parete. L'intervento di consolidamento prevede l'introduzione di iniezioni a bassa pressione e l'inserimento di barre metalliche, tese a saturare gli spazi e le cavità, senza imporre pressioni esterne, per conferire alla rupe una maggiore stabilità di insieme. Tiranti passivi sono stati previsti per ancorare la parte esterna consolidata al corpo interno della rupe e canne drenanti sono introdotte per mantenere l'equilibrio idraulico del sistema.

2.1 CONSOLIDAMENTO PARIETALE

Gli interventi del presente appalto interessano un fronte di 112 m per un'altezza massima di 13 m. Gli interventi sono differenziati in due tipologie di consolidamento, denominate INTERVENTO TIPOLOGIA E ed INTERVENTO TIPOLOGIA F.

L'INTERVENTO TIPO E, si estende dalla sezione 43 alla sezione 53a.

L'intervento prevede la realizzazione di un muro in cemento armato, tirantato al piede da tiranti a trefoli di tipo attivo da 90 tonnellate e lunghezza 30 m, disposti ad interasse longitudinale di 2,5 m, il tiro di bloccaggio del tirante è di 60 t. Il muro è fondato su due file di pali del diametro di 120 cm, posti ad interasse trasversale di 3,60 m e longitudinale di 2,50 m; l'altezza massima del muro, escluso il parapetto, è $h = 13,00$ m. La platea di fondazione ha spessore 150 cm e larghezza 680 cm.

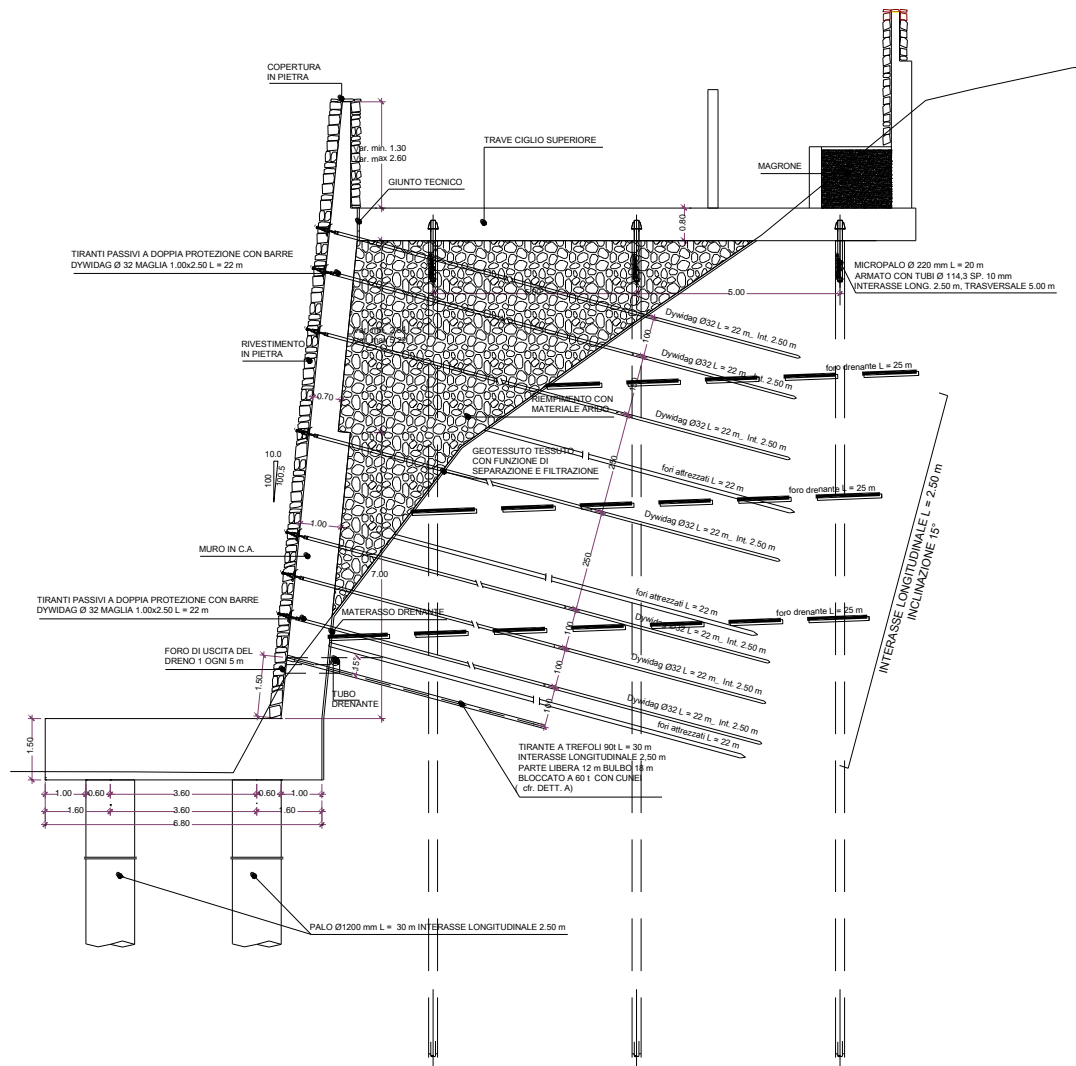
La parete in calcestruzzo viene ancorata alla rupe, con tiranti passivi realizzati con barre Dywidag da 32 mm, lunghezza 22 m ed interasse longitudinale di 2,50 m.

E' possibile individuare all'interno della tipologia E tre diversi tratti, che si differenziano tra loro per la lunghezza dei pali, il numero di file di tiranti passivi posti lungo la parete e lo spessore della parete:

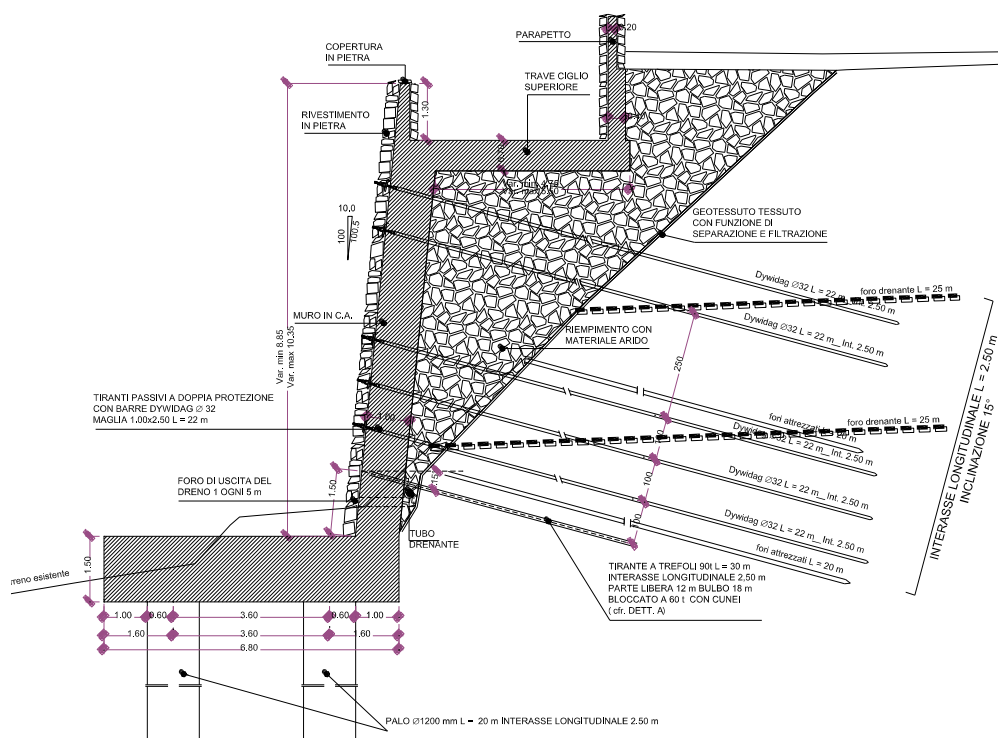
- TRATTO E1 [sez. 43 – 49a]: Altezza massima parete 12,70 m, altezza media 11.20 m, lunghezza pali 30,00 m, tiranti passivi n.7 file, spessore parete 100 cm alla base e 70 cm in sommità;

- **TRATTO E2** [sez. 49a – 51a]: Altezza massima parete 12,00 m, altezza media 10,50 m, lunghezza pali 30,00 m, tiranti passivi n.5 file, spessore parete 100 cm alla base e 70 cm in sommità;

- **TRATTO E3** [sez. 51a – 53a]: Altezza massima parete 9,05 m, altezza media 8,30 m, lunghezza pali 20,00 m, tiranti passivi n.5 file, spessore parete 100 cm. Questa tipologia di muro presenta in sommità una soletta a sbalzo di spessore 70 cm e larghezza media 5,10 m.



INTERVENTO TIPO E1-E2



INTERVENTO TIPO E3

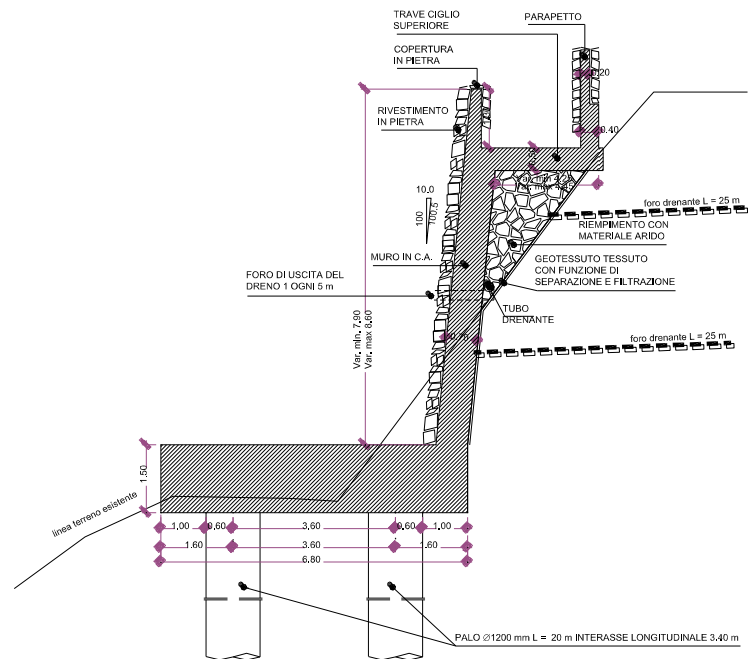
Prima della costruzione del muro, la parete della rupe verrà consolidata con iniezioni ad alta pressione di malta cementizia realizzate mediante la predisposizione di canne in PVC valvolate di lunghezza 20 m e maglia 2,50x3,00, per la saturazione delle cavità e delle fratture.

L'INTERVENTO TIPO F, si estende dalla sezione 53a alla sezione 68a.

L'intervento prevede la realizzazione di un muro in cemento armato, fondato su due file di pali; in sommità è presente una soletta a sbalzo che costituisce il camminamento.

E' possibile individuare all'interno della tipologia F quattro diversi tratti, che si differenziano tra loro per diversi aspetti:

- TRATTO F1 [sez. 53a – 55a]: Altezza media parete 7,00 m, diametro pali 120 cm, lunghezza pali 20,00 m, interasse longitudinale pali 3,40 m, spessore parete 70 cm, larghezza media soletta a sbalzo 435 cm e spessore 50 cm;
- TRATTO F2 [sez. 60 – 63a]: Altezza media parete 4,60 m, diametro pali 80 cm, lunghezza pali 15,00 m, interasse longitudinale 3,00, spessore parete 50 cm, larghezza media soletta a sbalzo 2.00 cm e spessore 40 cm;
- TRATTO F3 [sez. 63a – 66a]: Altezza media parete 2,90 m, diametro pali 80 cm, lunghezza pali 15,00 m interasse longitudinale 5,10 m, spessore parete 40 cm;
- TRATTO F4 [sez. 66a – 68a]: Altezza media parete 1,20 m, diametro pali 80 cm, lunghezza pali 15,00 m interasse longitudinale 3,60 m, spessore parete 40 cm, larghezza media soletta a sbalzo 100 cm e spessore 40 cm.



INTERVENTO TIPO F

Nel tratto compreso tra la sezione 55a e la sezione 60 è presente un muro già esistente, sul quale viene ancorata la soletta a sbalzo e il relativo parapetto.

Quando il muro è aderente alla parete della rupe si posiziona un materasso drenante con funzione di cassero; quando il muro si allontana dalla parete lo spazio viene riempito da materiale arido e la parete viene protetta con geotessuto con funzione filtrante e di separazione.

Il rivestimento in pietra esterno, dello spessore medio di 25 cm, viene sostenuto da cordoli rompitratta emergenti dalla struttura in cemento armato.

Progettista:

Prof. Ing. Claudio Comastri

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

1 OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

1.1 CALCESTRUZZO

	TIPO	Resistenza a compressione $f_{ckcube}[N/mm^2]$	Classe di esposizione	Classe di consistenza	Minimo contenuto di cemento [kg/m ³]	Rapporto a/c	Contenuto massimo di cloruri
Sottofondi	C12/15	≥ 15					
Pali	C25/30	≥ 30	XC2	S4	300	<0.60	Cl 0.2
Altre opere	C28/35	≥ 35	XC2	S4	320	<0.55	Cl 0.2

Diametro massimo dell'inerte 25 mm.

1.2 ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO

TIPO	Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}[N/mm^2]$	Allungamento (A_{gt}) [%]	Diametro del mandrino
B450C	≥ 450	≥ 7.50	per $\phi < 12$ mm 4 ϕ per $12 < \phi < 16$ mm 5 ϕ per $16 < \phi < 25$ mm 8 ϕ

Minimo ricoprimento ferro: 40 mm.

2 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E STRUTTURE COMPOSTE

- Acciai laminati a caldo con profili a sezione cava ai sensi delle NORME UNI EN 10210-1:

TIPO	Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}[N/mm^2]$	Tensione caratteristica di rottura $f_{yk}[N/mm^2]$	Spessore
S355H	355	510	$t \leq 40$ mm
	335	490	$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm

- Barre tipo DYWIDAG:

Chiodi tipo DYWIDAG 950/1050 N/mm² a doppia protezione:

$\phi 32$ mm qualità dell'acciaio 950/1050 N/mm²

Carico di snervamento: 760 kN

Carico di rottura: 850 kN.

tipo di barra	Ancoraggio definitivo e provvisorio			
	diametro nominale	qualità del acciaio	carico di snervamento	carico ultimo
	mm	N/mm ²	kN	kN
	26.5	950/1050WR	525	580
THREADBAR® barra a filettatura continua destrorsa	32	950/1050WR	760	850
	36	950/1050WR	960	1,070
	40	950/1050WR	1,190	1,320
	47	950/1050WR	1,648	1,822

3 TIRANTI

Tiranti da 90 t di tipo permanente con trefoli $A_{nom} = 139 \text{ mm}^2$.

Miscele di iniezioni a base di boiaccia acqua/cemento ($a/c=0,50$) additivata contro il ritiro.

Progettista:

Prof. Ing. Claudio Comastri

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

RELAZIONE DI CALCOLO

1 PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito del progetto esecutivo degli interventi di consolidamento parietale della rupe di Massa Martana; in particolare riguarda il completamento degli interventi in parete e del ciglio superiore nel tratto compreso tra via delle Piagge e via del Mattatoio Vecchio.

L'intervento di consolidamento, inserito all'interno di un articolato progetto di consolidamento della Rupe di Massa Martana e di recupero del centro storico, è concepito in maniera tale da conferire alle pareti Ovest e Nord della Rupe una continuità materiale e una maggiore stabilità di insieme.

In via preliminare è necessario procedere al diserbo e al taglio della vegetazione, alla demolizione dei massi rocciosi instabili e alla pulizia della parete. L'intervento di consolidamento prevede l'introduzione di iniezioni a bassa pressione e l'inserimento di barre metalliche, tese a saturare gli spazi e le cavità, senza imporre pressioni esterne, per conferire alla rupe una maggiore stabilità di insieme. Tiranti passivi sono stati previsti per ancorare la parte esterna consolidata al corpo interno della rupe e canne drenanti sono introdotte per mantenere l'equilibrio idraulico del sistema.

Gli interventi del presente appalto interessano un fronte di 112 m per un'altezza massima di 13 m. Gli interventi sono differenziati in due tipologie di consolidamento, denominate INTERVENTO TIPOLOGIA E ed INTERVENTO TIPOLOGIA F.

L' INTERVENTO TIPO E, si estende dalla sezione 43 alla sezione 53a.

L'intervento prevede la realizzazione di un muro in cemento armato, tirantato al piede da tiranti a trefoli di tipo attivo da 90 tonnellate e lunghezza 30 m, disposti ad interasse longitudinale di 2,5 m, il tiro di bloccaggio del tirante è di 60 t. Il muro è fondato su due file di pali del diametro di 120 cm, posti ad interasse trasversale di 3,60 m e longitudinale di 2,50 m; l'altezza massima del muro, escluso il parapetto, è $h = 13,00$ m. La platea di fondazione ha spessore 150 cm e larghezza 680 cm.

La parete in calcestruzzo viene ancorata alla rupe, con tiranti passivi realizzati con barre Dywidag da 32 mm, lunghezza 22 m ed interasse longitudinale di 2,50 m.

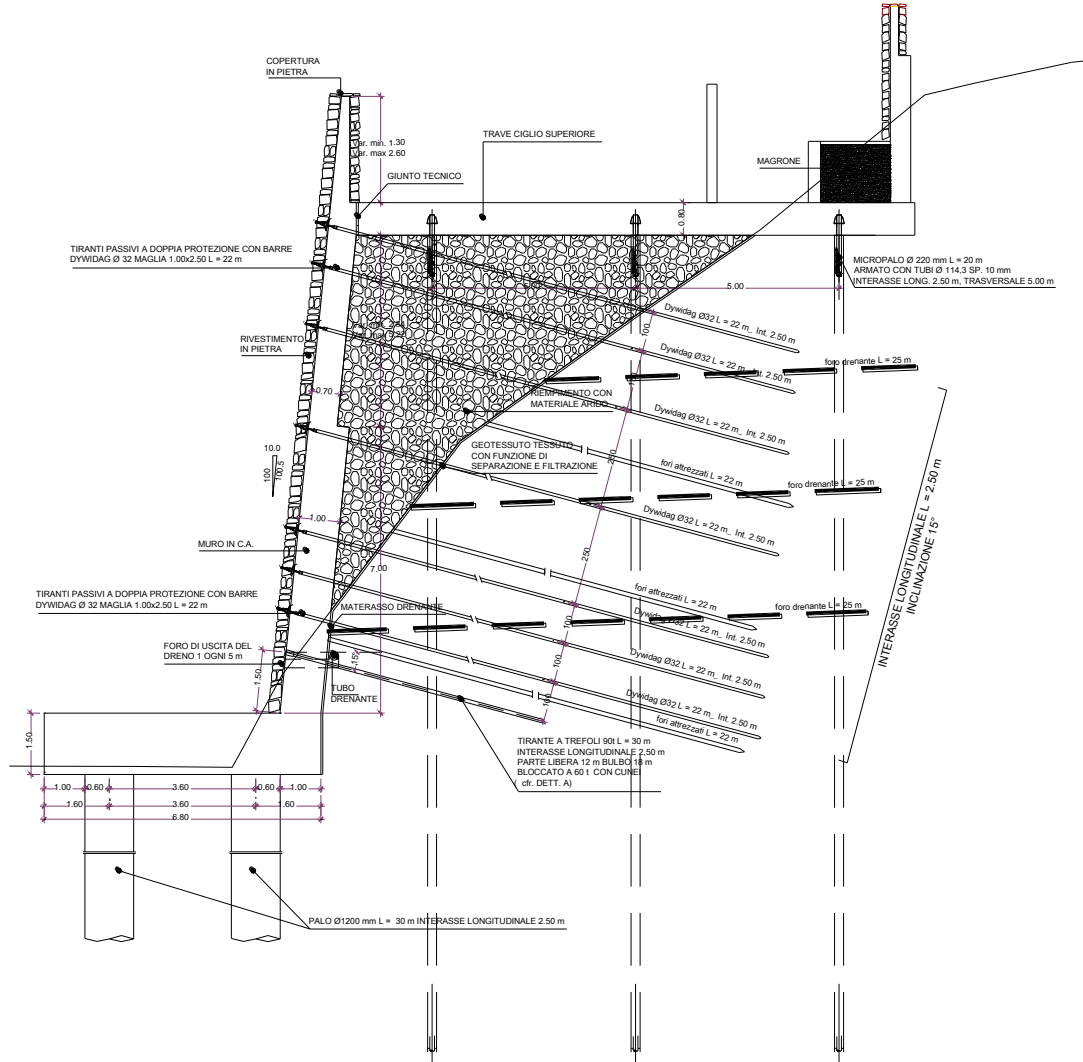
E' possibile individuare all'interno della tipologia E tre diversi tratti, che si differenziano tra loro per la lunghezza dei pali, il numero di file di tiranti passivi posti lungo la parete e lo spessore della parete:

- TRATTO E1 [sez. 43 – 49a]: Altezza massima parete 12,70 m, altezza media 11,20 m, lunghezza pali 30,00 m, tiranti passivi n.7 file, spessore parete 100 cm alla base e 70 cm in sommità;

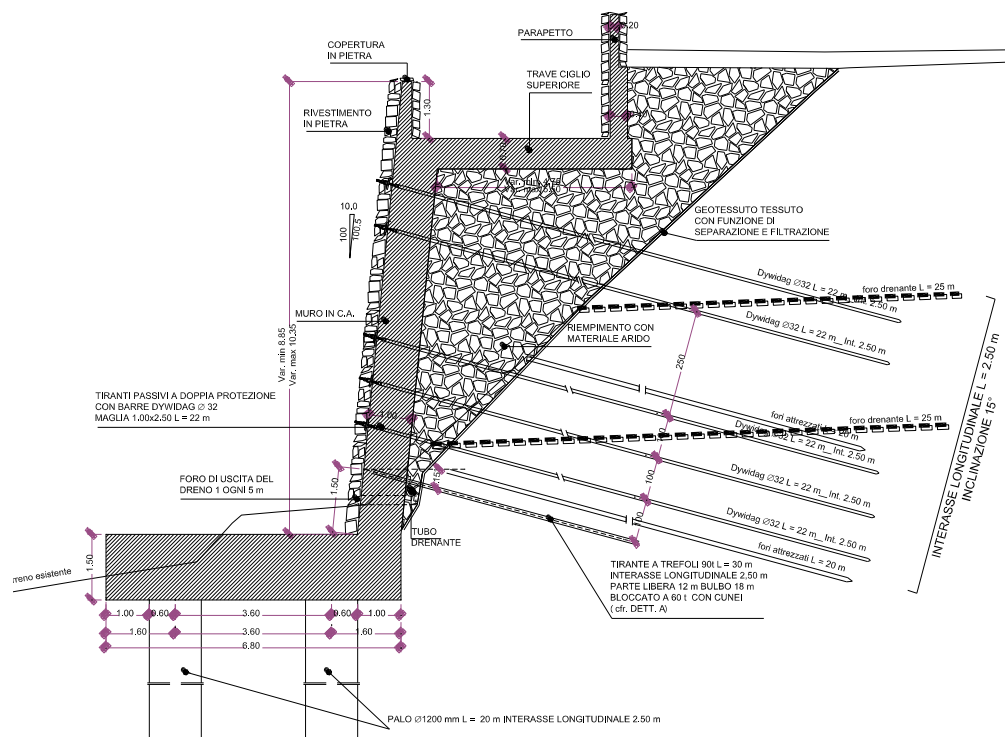
- TRATTO E2 [sez. 49a – 51a]: Altezza massima parete 12,00 m, altezza media 10,50 m, lunghezza pali 30,00 m, tiranti passivi n.5 file, spessore parete 100 cm alla base e 70 cm in sommità;

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

- **TRATTO E3** [sez. 51a – 53a]: Altezza massima parete 9,05 m, altezza media 8,30 m, lunghezza pali 20,00 m, tiranti passivi n.5 file, spessore parete 100 cm. Questa tipologia di muro presenta in sommità una soletta a sbalzo di spessore 70 cm e larghezza media 5,10 m.



INTERVENTO TIPO E1-E2



INTERVENTO TIPO E3

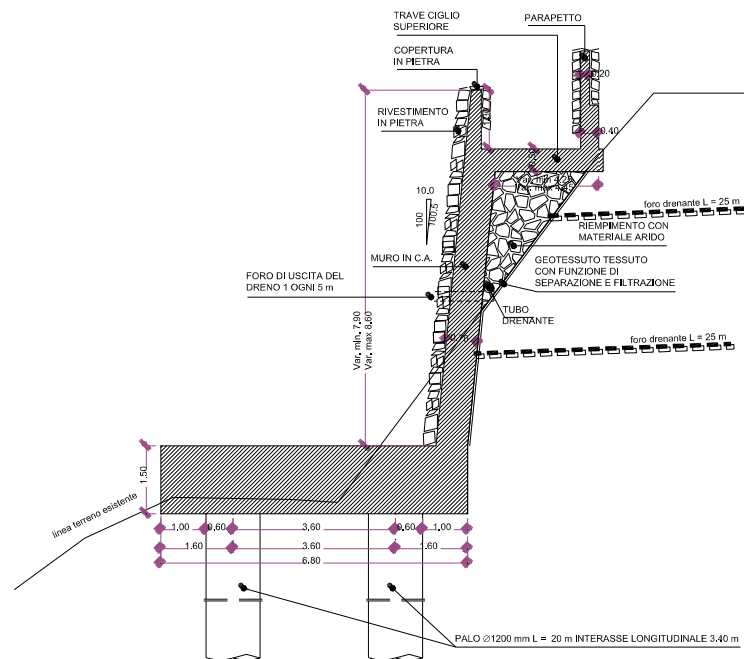
Prima della costruzione del muro, la parete della rupe verrà consolidata con iniezioni ad alta pressione di malta cementizia realizzate mediante la predisposizione di canne in PVC valvolate di lunghezza 20 m e maglia 2,50x3,00, per la saturazione delle cavità e delle fratture.

L' INTERVENTO TIPO F, si estende dalla sezione 53a alla sezione 68a.

L'intervento prevede la realizzazione di un muro in cemento armato, fondato su due file di pali; in sommità è presente una soletta a sbalzo che costituisce il camminamento.

E' possibile individuare all'interno della tipologia F quattro diversi tratti, che si differenziano tra loro per diversi aspetti:

- **TRATTO F1** [sez. 53a – 55a]: Altezza media parete 7,00 m, diametro pali 120 cm, lunghezza pali 20,00 m, interasse longitudinale pali 3,40 m, spessore parete 70 cm, larghezza media soletta a sbalzo 435 cm e spessore 50 cm;
- **TRATTO F2** [sez. 60 – 63a]: Altezza media parete 4,60 m, diametro pali 80 cm, lunghezza pali 15,00 m, interasse longitudinale 3,00, spessore parete 50 cm, larghezza media soletta a sbalzo 2.00 cm e spessore 40 cm;
- **TRATTO F3** [sez. 63a – 66a]: Altezza media parete 2,90 m, diametro pali 80 cm, lunghezza pali 15,00 m interasse longitudinale 5,10 m, spessore parete 40 cm;
- **TRATTO F4** [sez. 66a – 68a]: Altezza media parete 1,20 m, diametro pali 80 cm, lunghezza pali 15,00 m interasse longitudinale 3,60 m, spessore parete 40 cm, larghezza media soletta a sbalzo 100 cm e spessore 40 cm.



INTERVENTO TIPO F

Nel tratto compreso tra la sezione 55a e la sezione 60 è presente un muro già esistente, sul quale viene ancorata la soletta a sbalzo e il relativo parapetto.

Quando il muro è aderente alla parete della rupe si posiziona un materasso drenante con funzione di cassero; quando il muro si allontana dalla parete lo spazio viene riempito da materiale arido e la parete viene protetta con geotessuto con funzione filtrante e di separazione.

Il rivestimento in pietra esterno, dello spessore medio di 25 cm, viene sostenuto da cordoli rompitratta emergenti dalla struttura in cemento armato.

2 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Il codice di calcolo usato è WinStrand 2010-031 prodotto da En.Ex.Sys s.r.l. via Tizzano 46/2, 40033 Casalecchio di Reno (BO).

I tipi di analisi implementati nel sistema WinStrand sono diversi: uno statico e quattro di natura dinamica. In particolare si ha:

1. Analisi statica
2. Analisi dinamica via statica equivalente
3. Analisi dinamica modale con condensazione degli spostamenti
4. Analisi dinamica modale senza condensazione degli spostamenti
5. Analisi dinamica per strutture prefabbricate

Nel calcolo è stato utilizzato solo il metodo di analisi statica.

Il Sistema WinStrand è costituito da un'insieme di programmi tra loro correlati ed integrati.

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

L'insieme di tali programmi è organizzato in tre moduli, ognuno dei quali in grado di assolvere ad uno specifico segmento dell'iter progettuale, più una serie di operazioni opzionali a corredo:

1. Analisi Strutturale
2. Progetto-verifica degli Elementi in C.A.
3. Disegno esecutivo Armatura degli Elementi in C.A.

MODULO 1: Analisi Strutturale, attraverso una fase di Input e output interattiva grafica, esegue l'analisi strutturale ad elementi finiti, sia statica che dinamica, di strutture con geometria piana o spaziale, in C.A. e/o Acciaio, determinandone lo stato di deformazione, di sollecitazione e tensionale.

MODULO 2: Verifica Elementi in C.A., determina le armature e il tasso di lavoro dei materiali nei vari elementi strutturali in c.a. di cui si compone il modello strutturale attenendosi ai criteri di progetto definiti dal progettista prima dell'esecuzione del modulo. Tale modulo elabora i files di dati prodotti con il modulo 1 w e produce quelli di output da allegare alla relazione tecnica.

MODULO 3: Disegno Esecutivo Elementi in C.A., consente di realizzare le tavole dei disegni esecutivi di cantiere relativamente agli elementi in c.a. tenendo conto delle aree di ferro precedentemente computate con il modulo 2. Le tipologie di armature utilizzate rispecchiano criteri di progetto definiti dal progettista ma sono ulteriormente personalizzabili grazie all'alto livello di interattività grafica del programma.

Convenzioni adottate

Le convenzioni adottate per le sollecitazioni sugli elementi sono:

i = primo nodo trave

j = secondo nodo trave

Terna locale:

l'asse 1 (x locale) è diretto dal nodo i al nodo j

l'asse 2 (y locale) giace nel piano passante per i nodi i, j e k dove k è un nodo generato automaticamente dal programma:

per gli elementi verticali (normali al piano X-Y) il nodo k coincide con la proiezione del nodo i in direzione dell'asse Y globale ad una distanza di 200 m. In altre parole gli elementi verticali vengono generati con l'asse locale 2 parallelo all'asse globale Y. Per gli elementi non verticali il nodo k coincide con la proiezione del nodo i ad una distanza di 200 m secondo una direzione ortogonale all'asse locale 1 contenuta nel piano ortogonale ad X-Y e passante per i nodo i e j.

l'asse 3 (z locale) è ottenuto come prodotto vettoriale tra i due precedenti in modo da costituire assieme una terna destrorsa.

Sforzi Normali

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

N_i = Positivo indica compressione

N_j = Positivo indica trazione

Taglio nel piano x-y

T_{ixy} = Positivo se concorde con l'asse y locale

T_{jxy} = Positivo se concorde con l'asse y locale

Taglio nel piano x-z

T_{ixz} = Positivo se concorde con l'asse z locale

T_{jxz} = Positivo se concorde con l'asse z locale

Momenti torcenti

M_{iy} = Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse x locale

M_{jy} = Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse x locale

Momenti nel piano x-y locale

M_{ixy} = Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse z locale

M_{jxy} = Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse z locale

Momenti nel piano x-z locale

M_{ixz} = Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse y locale

M_{jxz} = Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse y locale

Nota. I segni positivi dei momenti sono opposti nei due piani x-z e y-z locali.

Per l'esame completo e dettagliato delle convenzioni adottate si rimanda agli allegati tabulati, in cui queste sono evidenziate per tutti i componenti dell'analisi strutturale.

Le verifiche delle sezioni resistenti sono condotte con il modulo PREFLEX di Winstrand, le convenzioni sui segni dello sforzo normale sono i seguenti:

N negativo indica compressione

N positivo indica trazione.

MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 1

3 VERIFICHE STR MURI CON FONDAZIONI PROFONDE E PARETI ANCORATE

Dal momento che si tratta di muri con fondazioni profonde e parete ancorata la verifica deve essere condotta seguendo le indicazioni riportate nella tabella successiva:

FONDAZIONI PROFONDE E PARETE ANCORATA	GEO	STABILITA' GLOBALE MURO- TERRENO	1	C2: A2+M2+R2
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI	1	APP. 1: C1[STR]: A1+M1+R1 C2[GEO]: A2+M ₂ +R2
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI		
	CARICO LIMITE DI SFILAMENTO PER CARICHI ASSIALI DI TRAZIONE			
	STR	RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI (PALI E STRUTTURA DI COLLEGAMENTO)		
GEO	SFILAMENTO ANCORAGGIO	2	C1:A1+M1+R3	

All'interno di questa relazione vengono condotte le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, attraverso la **combinazione 1 dell'approccio 1**.

- VERIFICHE DI SICUREZZA
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

sono condotte secondo l'approccio 1: **COMBINAZIONE 1 (A1+M1+R1)**.

I coefficienti parziali per le azioni e per gli effetti delle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I delle NTC:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ (o γ_0)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_0	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 computatamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume $\gamma_P = 1,00$.

I coefficienti per i parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella 6.2.II delle NTC 2008:

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	$\tan \phi'_k$	γ_ψ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

4 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Per effettuare il dimensionamento della struttura sono state realizzate due diverse modellazioni con il codice di calcolo WinStrand 2010-031 prodotto da En.Ex.Sys s.r.l. via Tizzano 46/2, 40033 Casalecchio di Reno (BO).

In entrambi i casi la struttura è stata schematizzata con un modello piano composto da elementi bidimensionali di tipo FRAME:

- elementi verticali "pilastro": Sez. 1 - Muro di base di sezione in ca 100x100 cm, sezione di sommità 100x70 cm;
- elementi orizzontali con vincolamento interno tipo "biella": Sez. 1 - Tirante realizzato con trefoli in acciaio; Sez. 2 - Tirante in Dywidag.

I modelli sono sottoposti ai carichi statici previsti dalla normativa vigente, per quanto riguarda l'azione sismica è stata valutata con metodo pseudo statico (par. 7.11.6.2.1 NTC08).

La differenza tra i due modelli sta nel vincolamento esterno:

1- in un primo modello è stata simulata la presenza della trave di fondazione, per mezzo di un elemento beam di sezione 6,80x1,50 m; la quale è vincolata all'esterno attraverso due aste di lunghezza 30 m, che simulano i due pali. Lungo l'asse dei pali ad interasse di un metro sono disposte delle molle orizzontali che simulano la presenza del terreno, il quale è caratterizzato da

una costante di sottofondo orizzontale pari a 5 kg/cm^3 , supposta costante al variare della profondità. Per la valutazione delle caratteristiche geometriche della molla, che simulasse correttamente il comportamento del terreno, è stata imposta l'uguaglianza tra la sua deformazione assiale e quella del terreno, sotto l'azione di una forza unitaria. Le molle sono state vincolate all'esterno con degli incastri ed è stato imposto un comportamento a biella. Sul retro della parete sono inserite delle aste, vincolate all'esterno per mezzo di incastri e con comportamento a biella, che simulano la presenza dei tiranti passivi (barre dywidag) e del tirante formato da sei trefoli da 15 t ciascuno (90t). Al tirante da 90 tonnellate viene applicato un tiro permanente attivo di 60 t;

2- in un secondo modello non è simulata la trave di fondazione e i pali, ma soltanto la parete verticale che è vincolata alla base in modo da evitare movimenti di traslazione verticale, lasciando libera la traslazione orizzontale, tutti gli altri nodi del muro non presentano vincolamenti esterni. Questo modello viene usato per valutare la fase passiva di lavoro del tirante a trefoli posto alla base della parete.

Modellazione dei materiali

I materiali sono considerati con comportamento elastico lineare in particolare:

Cls armato pali	$E_c = 315\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$
Cls armato fondazione e parete	$E_c = 336\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$
Acciaio	$E_a = 2\,100\,000 \text{ daN/cm}^2$

Tipo di analisi

Le strutture sono state sottoposte ad una analisi statica con elementi tipo FRAME e alla verifica con il metodo degli stati limite.

5 ANALISI DEI CARICHI

Peso Proprio (P_1):

Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di ca pari a:	2500 daN/m ³
Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di acciaio pari a:	7850 daN/m ³

Spinte laterali del terreno sulla parete (P_2)

Assumendo per il terreno a tergo della parete $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $c = 0,0$; $\varphi = 30^\circ$ ed in ipotesi di spinta a riposo ($k_0 = 1 - \tan \varphi = 0,50$) si ricava un carico lineare con distribuzione triangolare con vertice in alto i cui valori sono calcolati con la seguente relazione: $\sigma = \gamma \cdot h \cdot k_0$.

z = 0	$\sigma = 0$
z = -1.60 m	$\sigma = 1440 \text{ daN/mq}$
z = -3.20 m	$\sigma = 2880 \text{ daN/mq}$
z = -5.70 m	$\sigma = 5130 \text{ daN/mq}$
z = -8.20 m	$\sigma = 7380 \text{ daN/mq}$
z = -9.30 m	$\sigma = 8370 \text{ daN/mq}$
z = -10.35 m	$\sigma = 9315 \text{ daN/mq}$
z = -11.40 m	$\sigma = 10260 \text{ daN/mq}$
z = -13.50 m	$\sigma = 12150 \text{ daN/mq}$

Peso Portato (P_3):

Carico permanente dovuto al rivestimento (pietra sp. 30 cm) considerando un peso per unità di volume pari a	2000 daN/m ³
---	-------------------------

Azioni sismiche (P_4 - P_5 - P_7)

Questo stralcio di completamento si inserisce all'interno di un più ampio progetto esecutivo riguardante gli interventi di consolidamento del dissesto parietale della Rupe di Massa Martana. I precedenti stralci sono stati eseguiti con la normativa in vigore al momento della realizzazione, ovvero D.M. 96.

Nelle progettazioni precedenti la accelerazione sismica considerata era pari ad $a_g = 0.19 \text{ g}$. Per uniformità con gli interventi effettuati nei precedenti stralci, al fine di conferire all'intervento in progetto la stessa rigidità dei precedenti si è stabilito di condurre il calcolo considerando una vita nominale della struttura di 50 anni e una classe d'uso III, ottenendo così una accelerazione al suolo $a_g = 0.189 \text{ g}$, uguale a quella usata per la restante parte dell'intervento già realizzato.

C		Categoria del suolo
T2		Categoria topografica
$V_T \geq$	50 anni	Vita nominale della struttura
$C_u =$	1.5	Coefficiente d'uso - Classe d'uso: III
a_g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long.

		12,523762 °]
--	--	--------------

Le azioni sismiche vengono valutate con analisi pseudo statica mediante metodi dell'equilibrio limite , come previsto nel par.7.11.6.2.1 delle NTC 08.

In questo caso dal momento che è impedito lo spostamento orizzontale della struttura, il terreno a tergo si suppone in condizioni k_0 .

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le 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.

Nel nostro caso il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, pertanto:

- il coefficiente $\beta_m = 1,00$;
- l'incremento di spinta dovuta al sisma va applicato a metà altezza del muro.

2		Zona sismica
C		Categoria del suolo
T2		Categoria topografica
$V_T \geq$	50 anni	Vita nominale della struttura
$C_u =$	1.5	Coefficiente d'uso – Classe d'uso: III
a_g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long. 12,523762 °]
F_0 [SLV]	2,467	Valore massimo fattore amplificazione Spettro accelerazione orizzontale

T_c^* [SLV]	0,321	Periodo inizio tratto velocità costante Spettro accelerazione orizzontale
$S_T =$	1.2	Coefficiente di amplificazione topografica
$S_S =$	1.42	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	0.322 g	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β_m	1.00	Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.322	[Coefficiente sismico per sisma orizzontale]
k_v	0.161	[Coefficiente sismico per sisma verticale]

Valutazione dei pesi:

Parete in c.a. sp. 1,00 m $W = 33,75$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Rivestimento 0,60 t/mq $W = 8,10$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Da cui si ricava:

Spinta orizzontale $S_{oizr} = 13,50$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Spinta verticale $S_{vert} = 6,75$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Pertanto il carico lineare uniformemente distribuito da applicare nel modello è:

$q_{oriz} = 1,00$ t al metro lineare di parete (in profondità)

$q_{vert} = 0,50$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Tiro attivo (P_6):

Nel modello 1, si ipotizza il funzionamento attivo dei tiranti formati da trefoli da 90 t, applicando su di essi un tiro permanente attivo di 60 t.

Sovraccarico sommitale (P_8):

Ipotizzando un sovraccarico, a monte, di 1000 daN/mq, in ipotesi di spinta a riposo ($k_0 = 1 - \sin \varphi = 0,50$) si ricava un carico lineare uniforme, dovuto al sovraccarico di :

$S_{sovr} = 500$ daN al metro lineare di parete (in profondità)

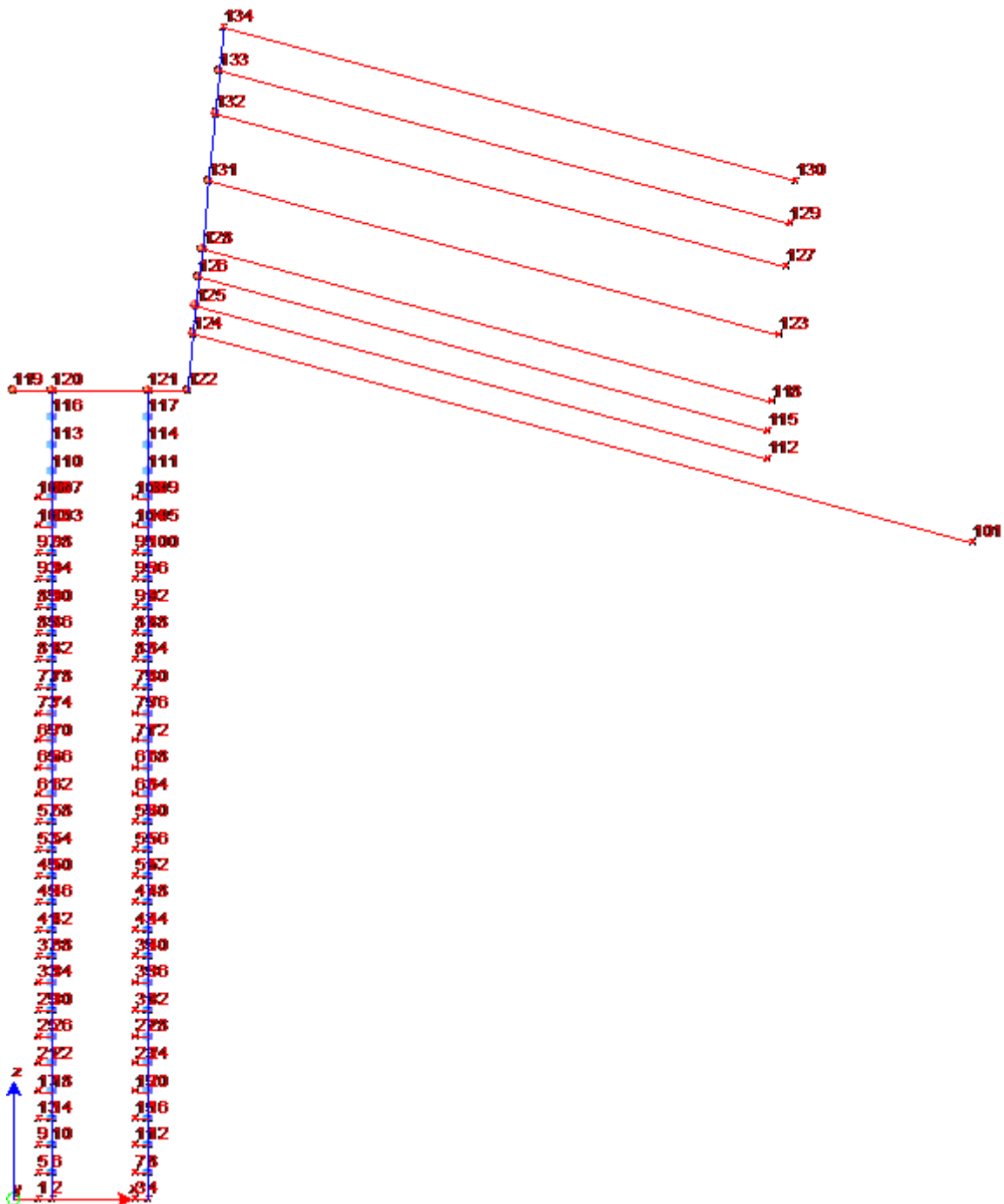
Applicato in sommità per i primi tre metri di altezza, combinato agli altri carichi con i coefficienti di combinazione riportati in tabella:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8

6 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI

6.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati in vario modo al fine di ottenere le situazioni più svantaggiose per la struttura.

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	STR 1	1,	1,	0,	0,	0,	1,	0,	0,
2	STR 2	1,	1,	1,5	0,	0,	1,	0,	1,5
3	STR 3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	1,	0,	1,5
4	STR S1	1,	1,	1,	1,	0,	1,	0,	0,6
5	STR S2	1,	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,6
6	STR S3	1,	1,	1,	1,	0,	1,	1,	0,6

6.3 RISULTATI DELL'ANALISI

MODELLO_1_STR\TIRANTATO_MODELLO_1_STR.dt

Pilastro Sezione numero 1 Rett. Muro di base

Sforzo normale	Min asta 128 131 13809.5 [kg]	Comb. 1	Max asta 122 124 62332.3 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 124 125 -37364.2 [kg]	Comb. 3	Max asta 122 124 24338.2 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 128 131 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 128 131 -0.0 [kg]	Comb. 5
Momento torcente	Min asta 125 126 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 126 128 -0.0 [kgm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 124 125 -75250.9 [kgm]	Comb. 5	Max asta 128 131 25638.1 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 122 124 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 128 131 -0.0 [kgm]	Comb. 5

Pilastro Sezione numero 2 Rett. Muro di sommità

Sforzo normale	Min asta 133 134 584.3 [kg]	Comb. 1	Max asta 131 132 22936.1 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 131 132 -4082.8 [kg]	Comb. 5	Max asta 131 132 9037.7 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 133 134 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 133 134 -0.0 [kg]	Comb. 5
Momento torcente	Min asta 133 134 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 133 134 -0.0 [kgm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 133 134 -0.0 [kgm]	Comb. 5	Max asta 131 132 25934.4 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 131 132 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 133 134 0.0 [kgm]	Comb. 3

Pilastro Sezione numero 3 Circolare PALO

Sforzo normale	Min asta 116 120 15694.0 [kg]	Comb. 2	Max asta 4 8 176167.7 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 96 92 -10.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 116 120 0.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 121 117 -6041.5 [kg]	Comb. 3	Max asta 30 34 682.8 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 46 42 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 121 117 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 96 92 -20.6 [kgm]	Comb. 3	Max asta 74 70 18.3 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 121 117 -44877.7 [kgm]	Comb. 3	Max asta 116 120 40402.6 [kgm]	Comb. 3

Trave Sezione numero 2 Quals. TIRANTE DYWIDAG

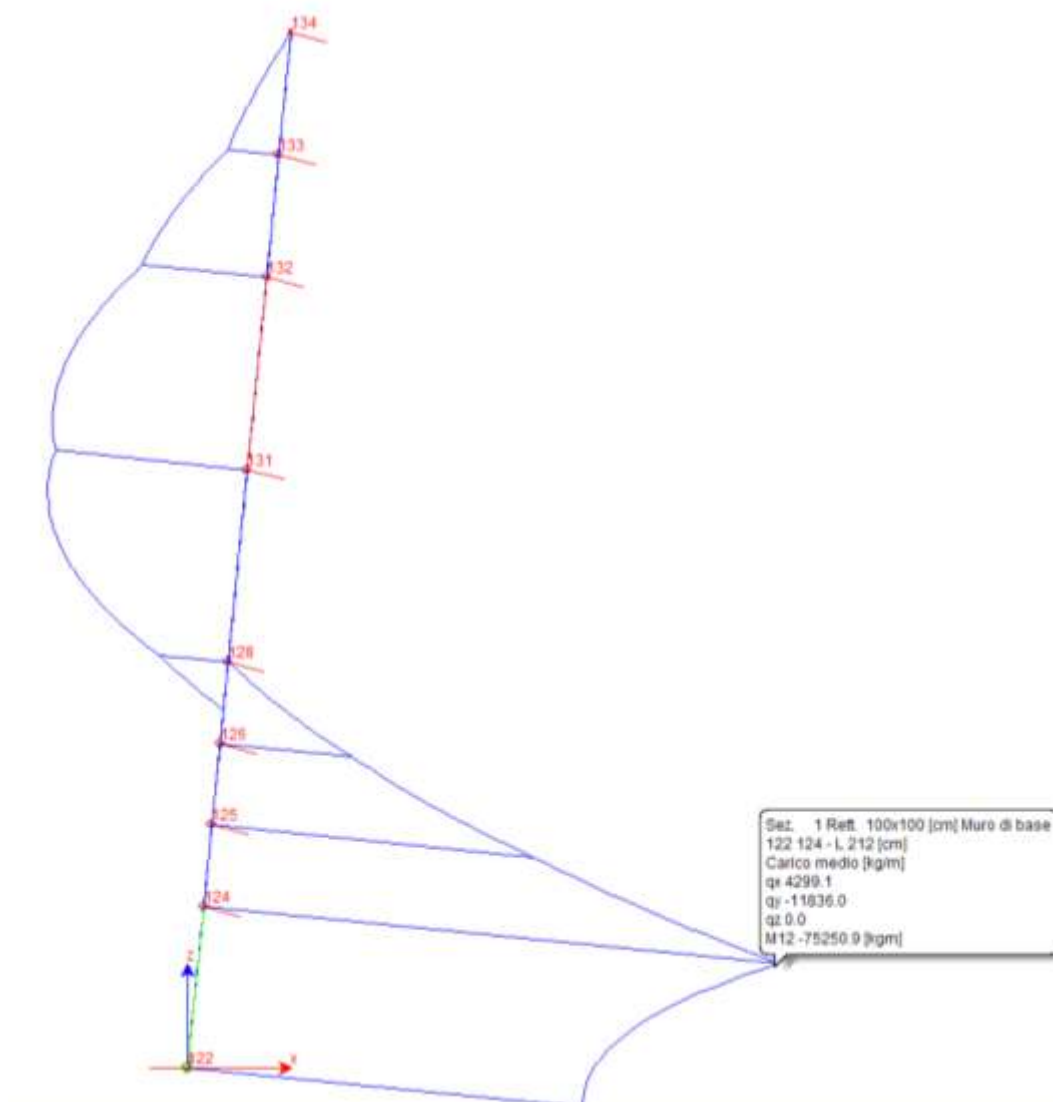
Sforzo normale	Min asta 132 127 -5969.6 [kg]	Comb. 3	Max asta 125 112 -1577.2 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 131 123 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 131 123 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 3 Rett. FONDAZIONE

Sforzo normale	Min asta 119 120 0.0 [kg]	Comb. 1 Max asta 121 122 11689.1 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 119 120 -7068.8 [kg]	Comb. 3 Max asta 121 122 68543.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 120 121 -0.0 [kg]	Comb. 3 Max asta 119 120 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 121 122 -0.0 [kgm]	Comb. 3 Max asta 120 121 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 121 122 -51805.5 [kgm]	Comb. 5 Max asta 121 122 49292.8 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 120 121 -0.0 [kgm]	Comb. 3 Max asta 120 121 0.0 [kgm]	Comb. 3

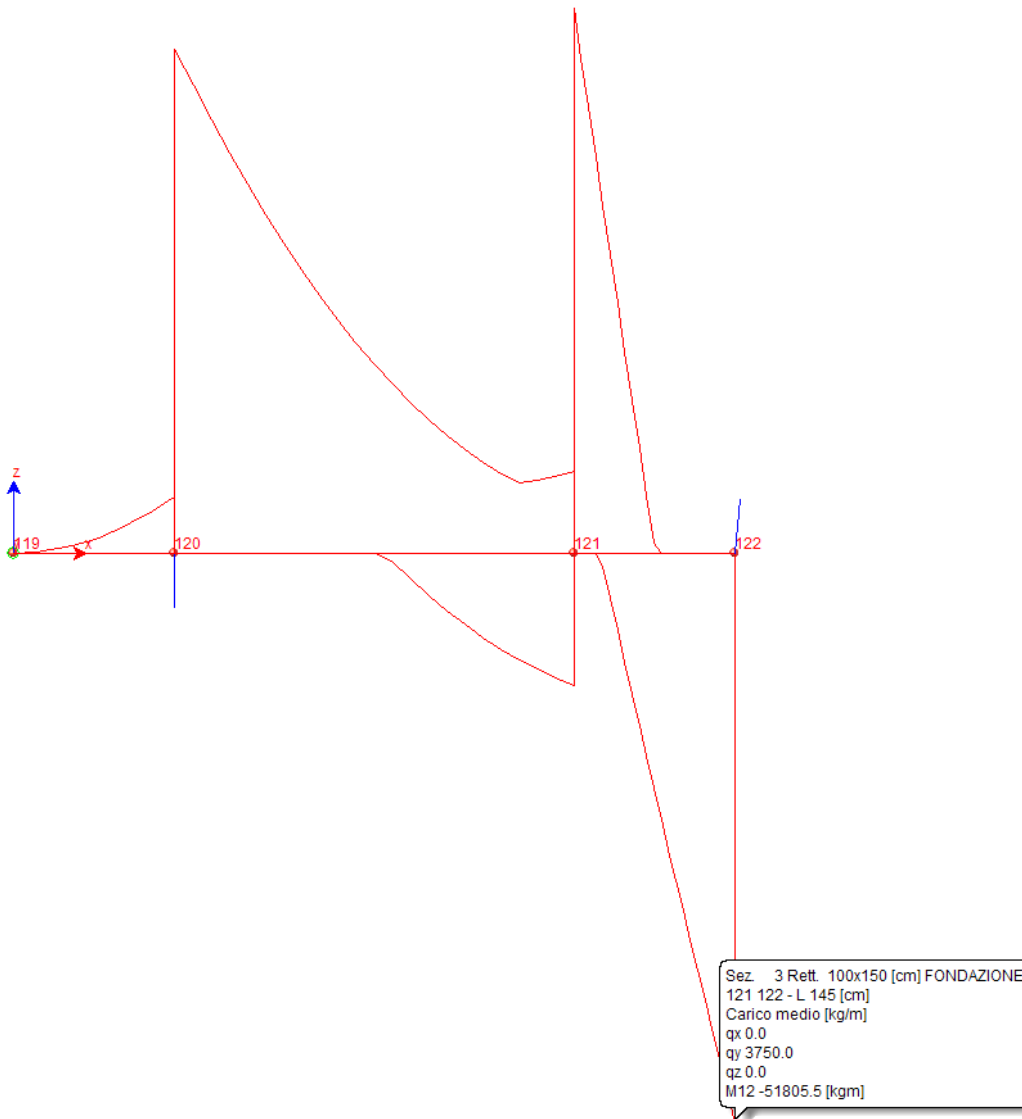
6.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Momento massimo sulla parete



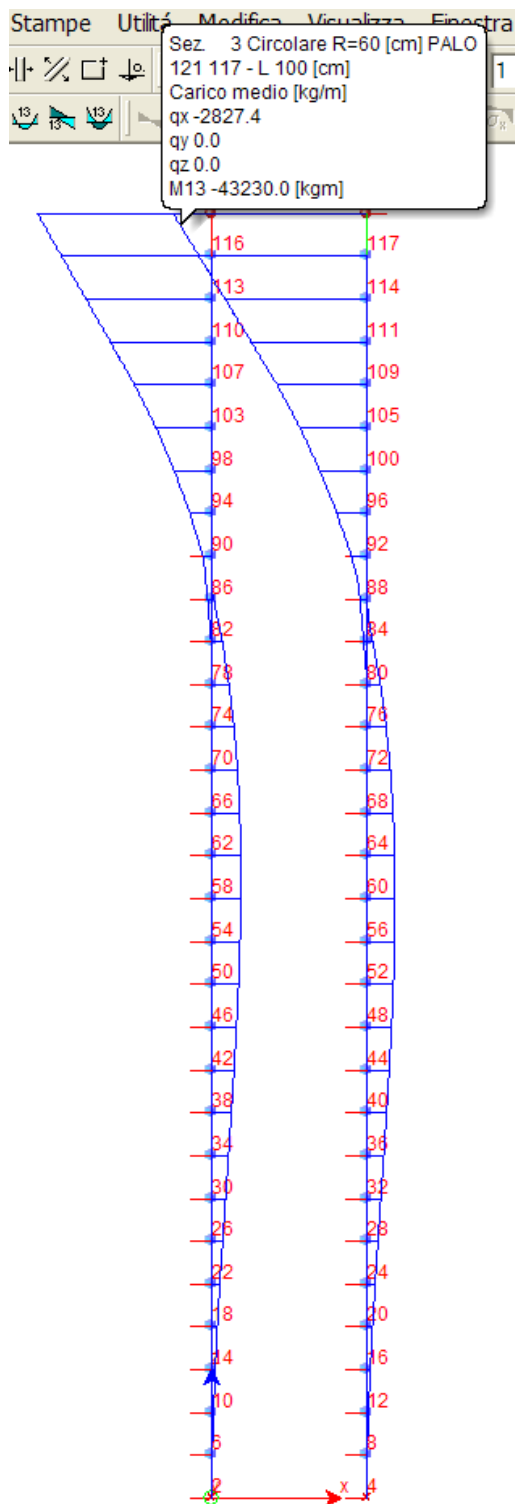
prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sulla trave di fondazione



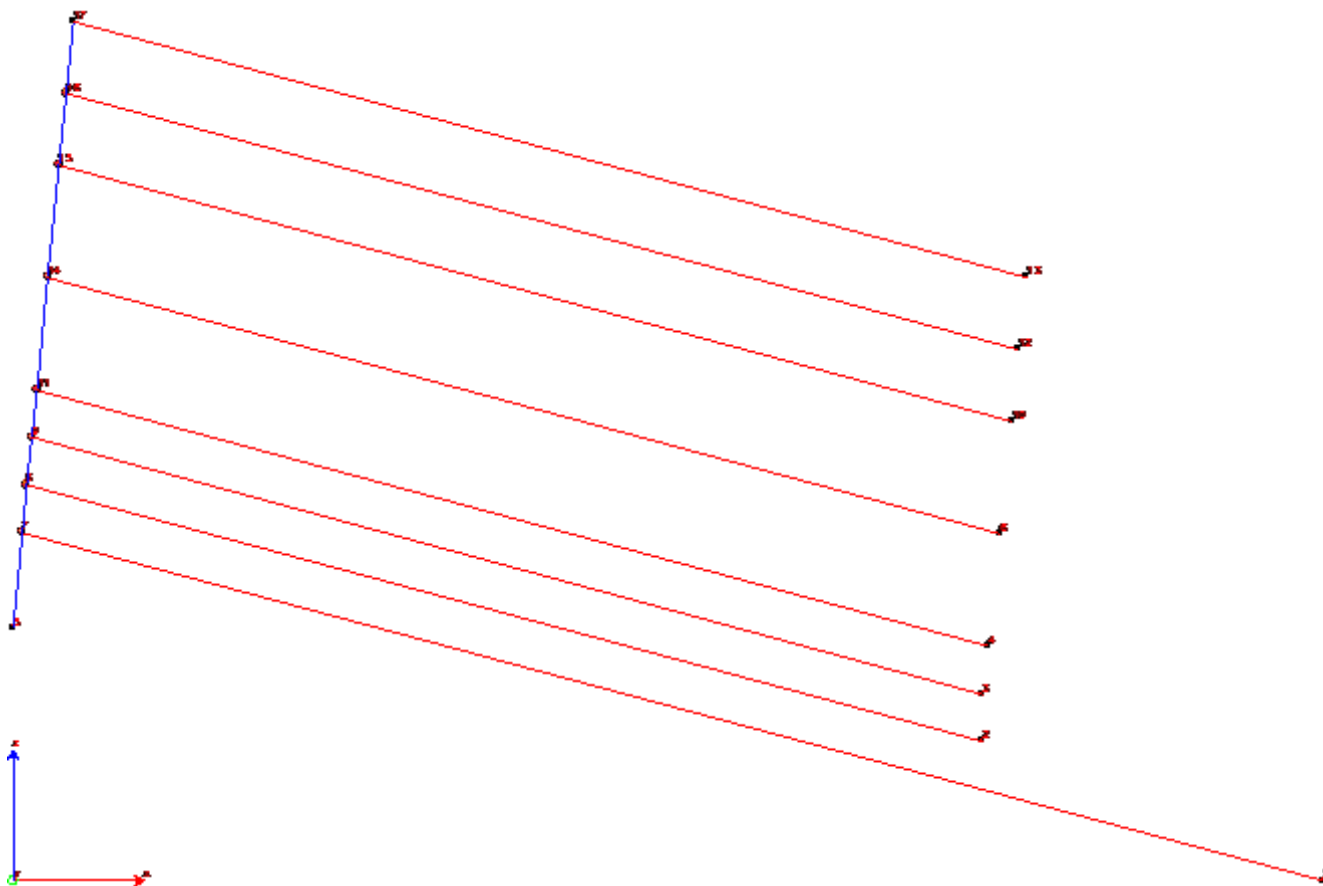
prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sui pali



7 MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE

7.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	STR 1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,	0,
2	STR 2	1,	1,	1,5	0,	0,	0,	0,	1,5
3	STR 3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	0,	0,	1,5
4	STR S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,	0,6
5	STR S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,6
6	STR S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,	1,	0,6

7.3 RISULTATI DELL'ANALISI

MODELLO_1_STR\TIRANTATO_MODELLO_2_STR.dt

Pilastro Sezione numero 1 Rett. Muro di base

Sforzo normale	Min asta 11 14 13393.9 [kg]	Comb. 1 Max asta 5 7 79803.2 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 11 14 -22074.5 [kg]	Comb. 3 Max asta 5 7 37832.6 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 11 14 0.0 [kg]	Comb. 1 Max asta 11 14 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 11 14 0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 11 14 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 9 11 -71058.0 [kgm]	Comb. 3 Max asta 5 7 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 11 14 -0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 11 14 -0.0 [kgm]	Comb. 1

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Pilastro Sezione numero 2 Rett. Muro di sommità

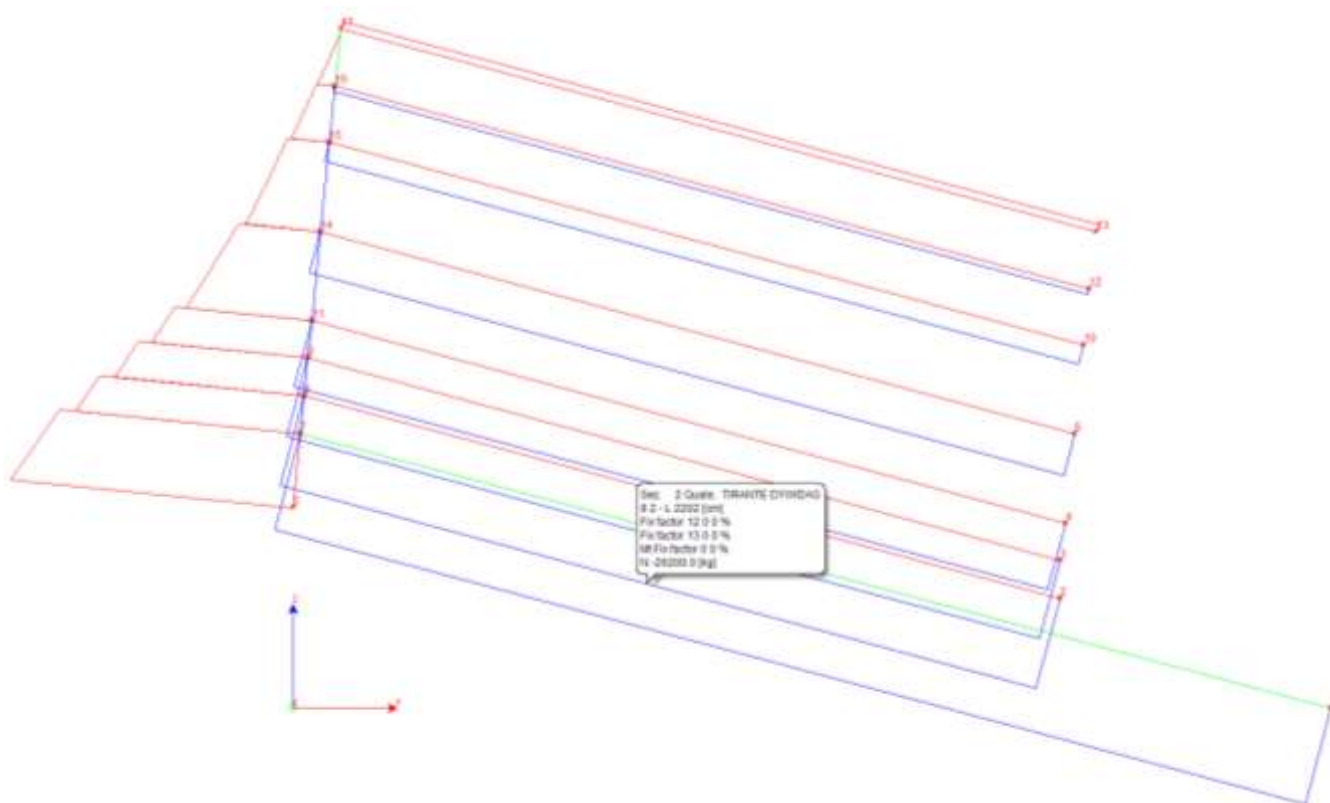
Sforzo normale	Min asta 16 17 -351.2 [kg]	Comb. 3	Max asta 14 15 21053.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 14 15 -14666.3 [kg]	Comb. 3	Max asta 14 15 -458.9 [kg]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 16 17 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 16 17 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 16 17 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 16 17 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 14 15 -32815.8 [kgm]	Comb. 3	Max asta 16 17 -0.0 [kgm]	Comb. 4
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 16 17 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 16 17 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 2 Quals. TIRANTE DYWIDAG

Sforzo normale	Min asta 8 2 -26200.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 17 13 2166.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 14 6 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 11 4 0.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 8 2 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 8 2 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 8 2 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 8 2 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 11 4 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 14 6 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 8 2 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 8 2 -0.0 [kgm]	Comb. 1

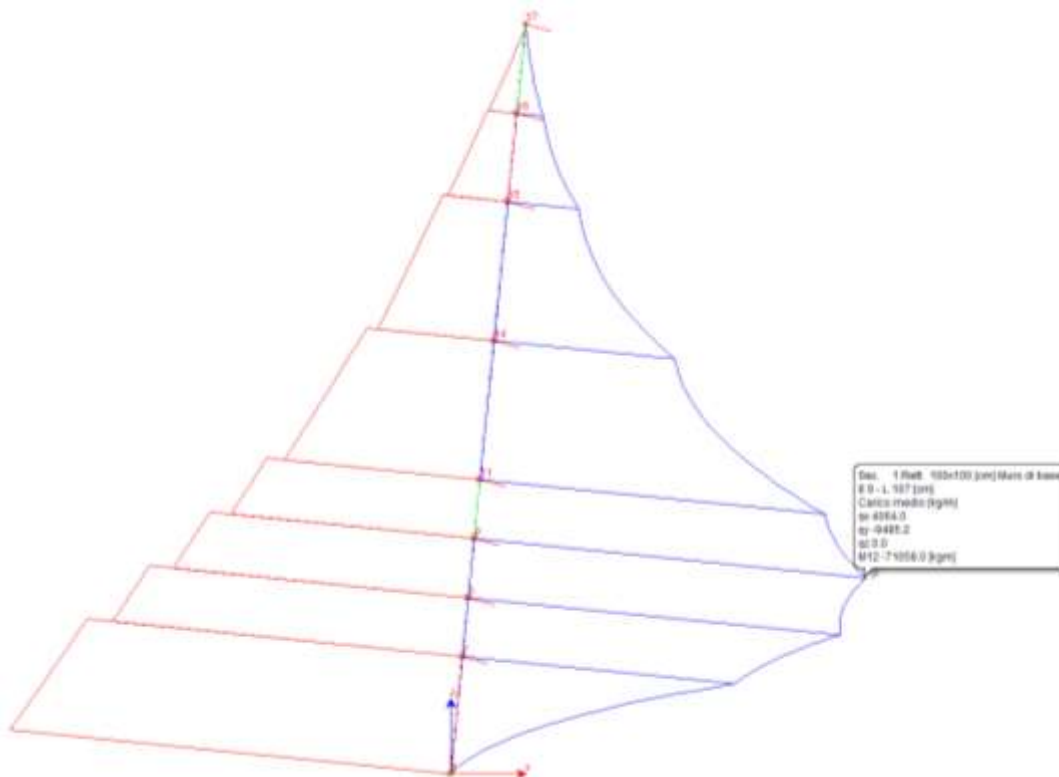
7.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Sollecitazione di trazione massima del tirante dywidag



prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Diagrammi di sollecitazione del muro: sforzo normale e momento flettente della sezione maggiormente sollecitata



8 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

PALO	N [daN]	M [daNm]	T [daN]
Combo 3 Mod. 1	440420 [compres]	0	0
Combo 3 Mod.1	164745 [compres]	- 112250	-15105

PARETE BASE sp. 100 cm

PARETE	N [daN]	M [daNm]	T [daN]
Combo 3 Mod.1	62333 [compres]	- 44970	- 5514
Combo 5 Mod.1	48802 [compres]	- 75255	- 36851
Combo 3 Mod.2	44122 [compres]	- 71060	-13328

PARETE SOMMITA' sp. 70 cm

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

PARETE	N [daN]	M [daNm]	T [daN]
Combo 3 Mod.1	22936 [compres]	25090	- 3222
Combo 3 Mod.1	20766 [compres]	25935	209
Combo 3 Mod.2	21053 [compres]	- 32820	-14666

PLATEA DI FONDAZIONE

PLATEA	N [daN]	M [daNm]	T [daN]
Combo 3 Mod.1	11690 [compres]	49293	68543
Combo 5 Mod.1	7090 [compres]	-51810	53142

TIRANTE DYWIDAG

Considerando che le barre dywidag sono poste ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

DYWIDAG	N [daN]
Combo 3 Mod. 1	- 14925 [traz]
Combo 3 Mod. 2	- 65500 [traz]

9 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

9.1 PALO

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	60.00	0.00
2	58.85	-11.71
3	55.43	-22.96
4	49.89	-33.33
5	42.43	-42.43
6	33.33	-49.89
7	22.96	-55.43
8	11.71	-58.85
9	0.00	-60.00
10	-11.71	-58.85
11	-22.96	-55.43

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

12	-33.33	-49.89
13	-42.43	-42.43
14	-49.89	-33.33
15	-55.43	-22.96
16	-58.85	-11.71
17	-60.00	0.00
18	-58.85	11.71
19	-55.43	22.96
20	-49.89	33.33
21	-42.43	42.43
22	-33.33	49.89
23	-22.96	55.43
24	-11.71	58.85
25	0.00	60.00
26	11.71	58.85
27	22.96	55.43
28	33.33	49.89
29	42.43	42.43
30	49.89	33.33
31	55.43	22.96
32	58.85	11.71

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	ø	x	y
1	22.0	53.15	0.00
2	22.0	51.04	14.69
3	22.0	44.87	28.20
4	22.0	35.15	39.42
5	22.0	22.67	47.44
6	22.0	8.42	51.62
7	22.0	-6.42	51.62
8	22.0	-20.67	47.44
9	22.0	-33.15	39.42
10	22.0	-42.87	28.20
11	22.0	-49.04	14.69
12	22.0	-51.15	0.00
13	22.0	-49.04	-14.69

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

14	22.0	-42.87	-28.20
15	22.0	-33.15	-39.42
16	22.0	-20.67	-47.44
17	22.0	-6.42	-51.62
18	22.0	8.42	-51.62
19	22.0	22.67	-47.44
20	22.0	35.15	-39.42
21	22.0	44.87	-28.20
22	22.0	51.04	-14.69

- Combinazione di Carico: 3 mod 1 a

Azione	Sd	Sr	
N	-164745.0	-372053.6	[kg]
Mx	-112250.0	-253501.0	[kgm]
My	0.0	-0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.44

- Combinazione di Carico: 3 mod 1 b

Azione	Sd	Sr	
N	-440420.0	-1896496.9	[kg]
Mx	0.0	-0.0	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.23

9.2 PARETE BASE

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	100.00
3	100.00	100.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	22.0	6.00	94.00
2	22.0	20.67	94.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

3	22.0	35.33	94.00
4	22.0	50.00	94.00
5	22.0	64.67	94.00
6	22.0	79.33	94.00
7	22.0	94.00	94.00
8	22.0	94.00	6.00
9	22.0	79.33	6.00
10	22.0	64.67	6.00
11	22.0	50.00	6.00
12	22.0	35.33	6.00
13	22.0	20.67	6.00
14	22.0	6.00	6.00

- Combinazione di Carico: 3 mod 1

Azione	Sd	Sr
N	-62333.0	-282004.2 [kg]
Mx	-44970.0	-203451.3 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.22

- Combinazione di Carico: 3 mod 2

Azione	Sd	Sr
N	-44122.0	-76072.6 [kg]
Mx	-71060.0	-122517.5 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.58

- Combinazione di Carico: 5 mod 1

Azione	Sd	Sr
N	-48802.0	-80734.0 [kg]
Mx	-75255.0	-124495.6 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.60

9.3 PARETE SOMMITA'

Coordinate sezione in calcestruzzo

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Vertice x y

1	0.00	0.00
2	0.00	70.00
3	100.00	70.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro ø x y

1	18.0	6.00	64.00
2	18.0	20.67	64.00
3	18.0	35.33	64.00
4	18.0	50.00	64.00
5	18.0	64.67	64.00
6	18.0	79.33	64.00
7	18.0	94.00	64.00
8	18.0	94.00	6.00
9	18.0	79.33	6.00
10	18.0	64.67	6.00
11	18.0	50.00	6.00
12	18.0	35.33	6.00
13	18.0	20.67	6.00
14	18.0	6.00	6.00

- Combinazione di Carico: 3 mod 1A

Azione Sd Sr

N	-22936.0	-51071.4	[kg]
Mx	25090.0	55867.7	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.45

- Combinazione di Carico: 3 mod 1B

Azione Sd Sr

N	-20766.0	-42798.3	[kg]
Mx	25935.0	53451.5	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.49

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

- Combinazione di Carico: 3 mod 2

Azione	Sd	Sr
N	-21053.0	-32305.0 [kg]
Mx	-32820.0	-50360.9 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.65

9.4 PLATEA

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	150.00
3	100.00	150.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	Ø	x	y
1	22.0	7.00	143.00
2	22.0	21.33	143.00
3	22.0	35.67	143.00
4	22.0	50.00	143.00
5	22.0	64.33	143.00
6	22.0	78.67	143.00
7	22.0	93.00	143.00
8	22.0	93.00	7.00
9	22.0	78.67	7.00
10	22.0	64.33	7.00
11	22.0	50.00	7.00
12	22.0	35.67	7.00
13	22.0	21.33	7.00
14	22.0	7.00	7.00

- Combinazione di Carico: 3 mod.1

Azione	Sd	Sr
N	-11690.0	-38842.0 [kg]

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Mx 49293.0 163784.2 [kgm]

My 0.0 -0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.30

- Combinazione di Carico: 5 mod.1

Azione Sd Sr

N -7090.0 -20743.9 [kg]

Mx -51810.0 -151585.6 [kgm]

My 0.0 0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.34

9.5 TIRANTE DYWIDAG

La verifica di resistenza del tirante dywidag si effettua con le formulazioni riportate nel §4.2.4.1.2 delle NTC08.

Dove:

$$N_{ED} = 655 \text{ kN}$$

$$N_{r,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 723 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{r,Rd} = 0,91 < 1,00$$

MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 2

10 VERIFICHE STR MURI CON FONDAZIONI PROFONDE E PARETI ANCORATE

All'interno di questa relazione vengono condotte le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, attraverso la **combinazione 1 dell'approccio 1: (A1+M1+R1)**.

11 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Per effettuare il dimensionamento della struttura sono state realizzate due diverse modellazioni con il codice di calcolo WinStrand 2010-031 prodotto da En.Ex.Sys s.r.l. via Tizzano 46/2, 40033 Casalecchio di Reno (BO).

In entrambi i casi la struttura è stata schematizzata con un modello piano composto da elementi bidimensionali di tipo FRAME:

- elementi verticali "pilastro": Sez. 1 - Muro di base di sezione in ca 100x100 cm, sezione in sommità 100x70 cm;

- elementi orizzontali con vincolamento interno tipo "biella": Sez. 1 - Tirante realizzato con trefoli in acciaio; Sez. 2 - Tirante in Dywidag.

I modelli sono sottoposti ai carichi statici previsti dalla normativa vigente, per quanto riguarda l'azione sismica è stata valutata con metodo pseudo statico (par. 7.11.6.2.1 NTC08).

La differenza tra i due modelli sta nel vincolamento esterno:

1- in un primo modello è stata simulata la presenza della trave di fondazione, per mezzo di un elemento beam di sezione 6,80x1,50 m; la quale è vincolata all'esterno attraverso due aste di lunghezza 30 m, che simulano i due pali. Lungo l'asse dei pali ad interasse di un metro sono disposte delle molle orizzontali che simulano la presenza del terreno, il quale è caratterizzato da una costante di sottofondo orizzontale pari a 5 kg/cm^3 , supposta costante al variare della profondità. Per la valutazione delle caratteristiche geometriche della molla, che simulasse correttamente il comportamento del terreno, è stata imposta l'uguaglianza tra la sua deformazione assiale e quella del terreno, sotto l'azione di una forza unitaria. Le molle sono state vincolate all'esterno con degli incastri ed è stato imposto un comportamento a biella. Sul retro della parete sono inserite delle aste, vincolate all'esterno per mezzo di incastri e con comportamento a biella, che simulano la presenza dei tiranti passivi (barre dywidag) e del tirante formato da sei trefoli da 15 t ciascuno (90t). Al tirante da 90 tonnellate viene applicato un tiro permanente attivo di 60 t;

2- in un secondo modello non è simulata la trave di fondazione e i pali, ma soltanto la parete verticale che è vincolata alla base in modo da evitare movimenti di traslazione verticale, lasciando libera la traslazione orizzontale, tutti gli altri nodi del muro non presentano vincolamenti esterni. Questo modello viene usato per valutare la fase passiva di lavoro del tirante a trefoli posto alla base della parete.

Modellazione dei materiali

I materiali sono considerati con comportamento elastico lineare in particolare:

Cls armato pali $E_c = 315\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$

Cls armato fondazione e parete $E_c = 336\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio $E_a = 2\,100\,000 \text{ daN/cm}^2$

Tipo di analisi

Le strutture sono state sottoposte ad una analisi statica con elementi tipo FRAME e alla verifica con il metodo degli stati limite.

12 ANALISI DEI CARICHI

Peso Proprio (P₁):

Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di ca pari a:	2500 daN/m ³
Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di acciaio pari a:	7850 daN/m ³

Spinte laterali del terreno sulla parete (P₂)

Assumendo per il terreno a tergo della parete $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $c = 0,0$; $\varphi = 30^\circ$ ed in ipotesi di spinta a riposo ($k_0 = 1 - \tan \varphi = 0,50$) si ricava un carico lineare con distribuzione triangolare con vertice in alto i cui valori sono calcolati con la seguente relazione: $\sigma = \gamma \cdot h \cdot k_0$.

z = 0	$\sigma = 0$
z = -10.75 m	$\sigma = 9675 \text{ daN/mq}$

Peso Portato (P₃):

Carico permanente dovuto al rivestimento (pietra sp. 30 cm) considerando un peso per unità di volume pari a	2000 daN/m ³
---	-------------------------

Azioni sismiche (P₄- P₅ – P₇)

Le azioni sismiche vengono valutate con analisi pseudo statica mediante metodi dell'equilibrio limite, come previsto nel par.7.11.6.2.1 delle NTC 08.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nel nostro caso il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, pertanto:

- il coefficiente $\beta_m = 1,00$;
- l'incremento di spinta dovuta al sisma va applicato a metà altezza del muro.

2	Zona sismica
C	Categoria del suolo

T ₂		Categoria topografica
V _T >=	50 anni	Vita nominale della struttura
C _u =	1.5	Coefficiente d'uso – Classe d'uso: III
a _g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long. 12,523762 °]
F ₀ [SLV]	2,467	Valore massimo fattore amplificazione Spettro accelerazione orizzontale
T _c * [SLV]	0,321	Periodo inizio tratto velocità costante Spettro accelerazione orizzontale
S _T =	1.2	Coefficiente di amplificazione topografica
S _S =	1.42	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
a _{max}	0.322 g	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β _m	1.00	Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito
k _h	0.322	[Coefficiente sismico per sisma orizzontale]
k _v	0.161	[Coefficiente sismico per sisma verticale]

Valutazione dei pesi:

Parete in c.a. sp. 1,00 m alla base e 70 cm in sommità W = 21,25 t al metro lineare di parete (in profondità)

Rivestimento 0,60 t/mq W = 6,00 t al metro lineare di parete (in profondità)

Da cui si ricava:

Spinta orizzontale S_{oizr} = 9,00 t al metro lineare di parete (in profondità)

Spinta verticale S_{vert} = 4,50 t al metro lineare di parete (in profondità)

Pertanto il carico lineare uniformemente distribuito da applicare nel modello è:

q_{oriz} = 0,90 t al metro lineare di parete (in profondità)

q_{vert} = 0,45 t al metro lineare di parete (in profondità)

Tiro attivo (P₆):

Nel modello 1 si ipotizza il funzionamento attivo dei tiranti formati da trefoli da 90 t, applicando su di essi un tiro permanente attivo di 60 t.

Sovraccarico sommitale (P₈):

Ipotizzando un sovraccarico, a monte, di 1000 daN/mq, in ipotesi di spinta a riposo (k₀ = 1 - sen φ = 0,50) si ricava un carico lineare uniforme, dovuto al sovraccarico di :

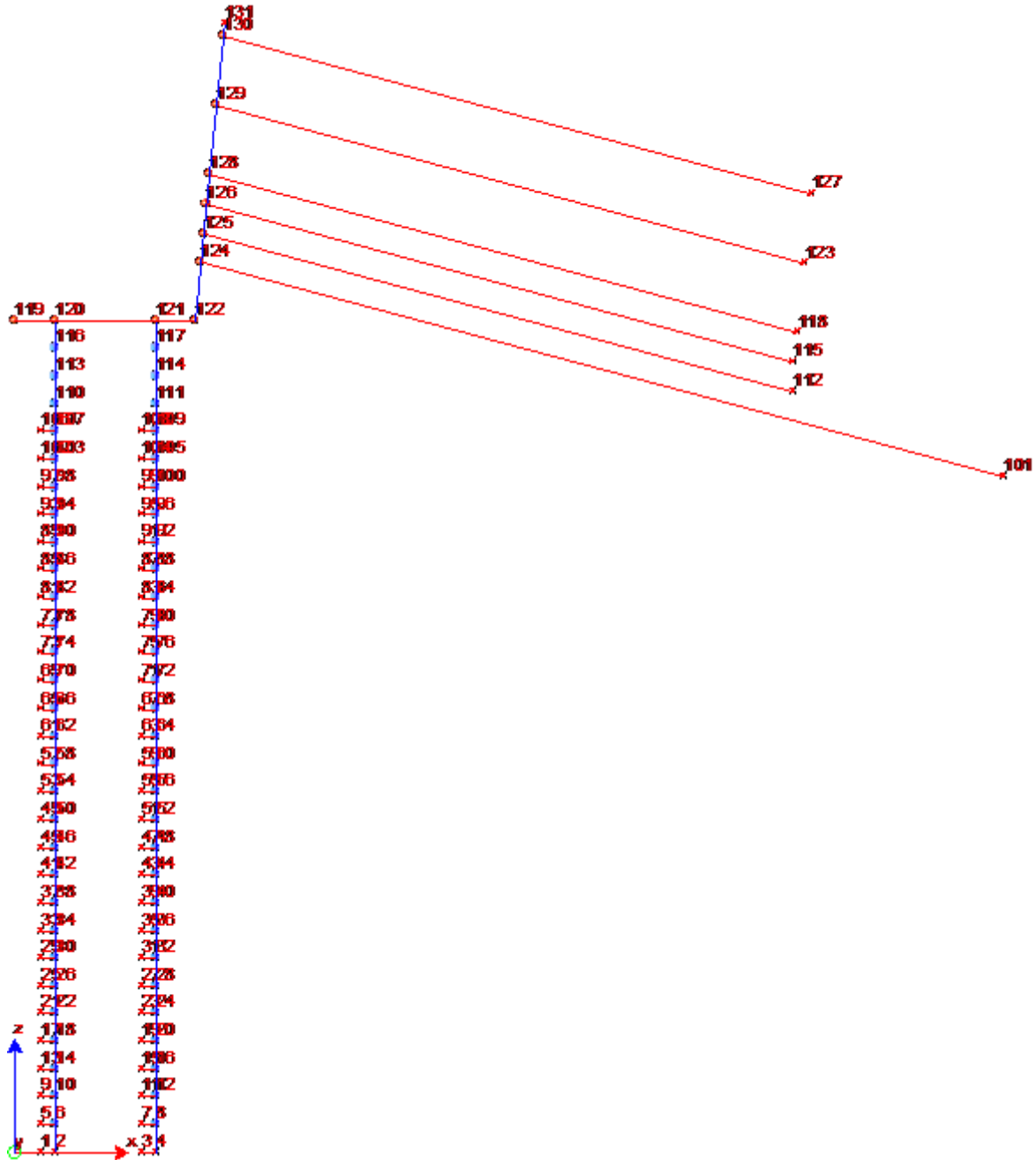
S_{sovr} = 500 daN al metro lineare di parete (in profondità)

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Applicato in sommità per i primi tre metri di altezza.

13 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI

13.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



13.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati in vario modo al fine di ottenere le situazioni più svantaggiose per la struttura.

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	STR 1	1,	1,	0,	0,	0,	1,	0,	0,
2	STR 2	1,	1,	1,5	0,	0,	1,	0,	1,5
3	STR 3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	1,	0,	1,5
4	STR S1	1,	1,	1,	1,	0,	1,	0,	0,6
5	STR S2	1,	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,6
6	STR S3	1,	1,	1,	1,	0,	1,	1,	0,6

13.3 RISULTATI DELL'ANALISI

TIPOLOGIA_E\TRATTO_2\MODELLO_1_STR\TIRANTATO_MODELLO_1_STR.dt

Pilastro Sezione numero 1 Rett. Muro di base

Sforzo normale	Min asta 126 128 11301.6 [kg]	Comb. 1	Max asta 122 124 41974.1 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 124 125 -33188.6 [kg]	Comb. 6	Max asta 122 124 25187.1 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 126 128 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 126 128 -0.0 [kg]	Comb. 5
Momento torcente	Min asta 125 126 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 126 128 -0.0 [kgm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 124 125 -80235.6 [kgm]	Comb. 5	Max asta 126 128 -7593.3 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 122 124 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 126 128 -0.0 [kgm]	Comb. 5

Pilastro Sezione numero 2 Rett. Muro di sommità

Sforzo normale	Min asta 130 131 0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 128 129 20208.1 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 128 129 -11676.2 [kg]	Comb. 6	Max asta 129 130 3432.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 130 131 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 130 131 -0.0 [kg]	Comb. 5
Momento torcente	Min asta 130 131 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 129 130 -0.0 [kgm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 128 129 -12527.5 [kgm]	Comb. 5	Max asta 129 130 4223.7 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 128 129 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 130 131 0.0 [kgm]	Comb. 3

Pilastro Sezione numero 3 Circolare PALO

Sforzo normale	Min asta 116 120 6786.9 [kg]	Comb. 2	Max asta 4 8 168075.5 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 96 92 -2.2 [kg]	Comb. 3	Max asta 96 92 2.9 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 121 117 -1111.3 [kg]	Comb. 3	Max asta 121 117 1976.9 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 46 42 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 121 117 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 74 70 -9.8 [kgm]	Comb. 1	Max asta 96 92 0.2 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 116 120 -11304.6 [kgm]	Comb. 1	Max asta 121 117 12303.4 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 2 Quals. TIRANTE DYWIDAG

Sforzo normale	Min asta 130 127 -3824.4 [kg]	Comb. 6	Max asta 125 112 1485.2 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 129 123 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 130 127 0.0 [kg]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 130 127 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 130 127 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 130 127 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 130 127 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 130 127 -0.0 [kgm]	Comb. 6	Max asta 129 123 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 130 127 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 130 127 -0.0 [kgm]	Comb. 1

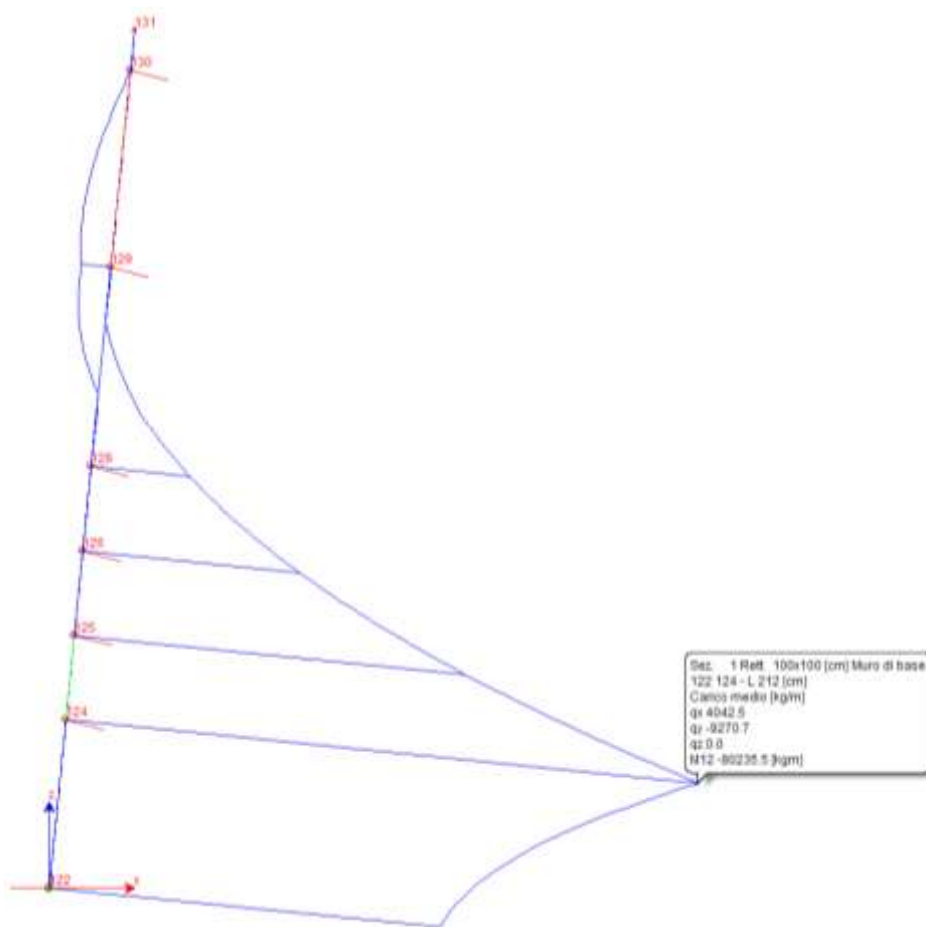
Trave Sezione numero 3 Rett. FONDAZIONE

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Sforzo normale	Min asta 121 122 -3865.7 [kg]	Comb. 1	Max asta 121 122 2056.7 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 120 121 -12150.6 [kg]	Comb. 2	Max asta 121 122 49046.5 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 120 121 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 119 120 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 121 122 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 120 121 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 121 122 -49576.9 [kgm]	Comb. 6	Max asta 121 122 23971.8 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 120 121 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 120 121 0.0 [kgm]	Comb. 3

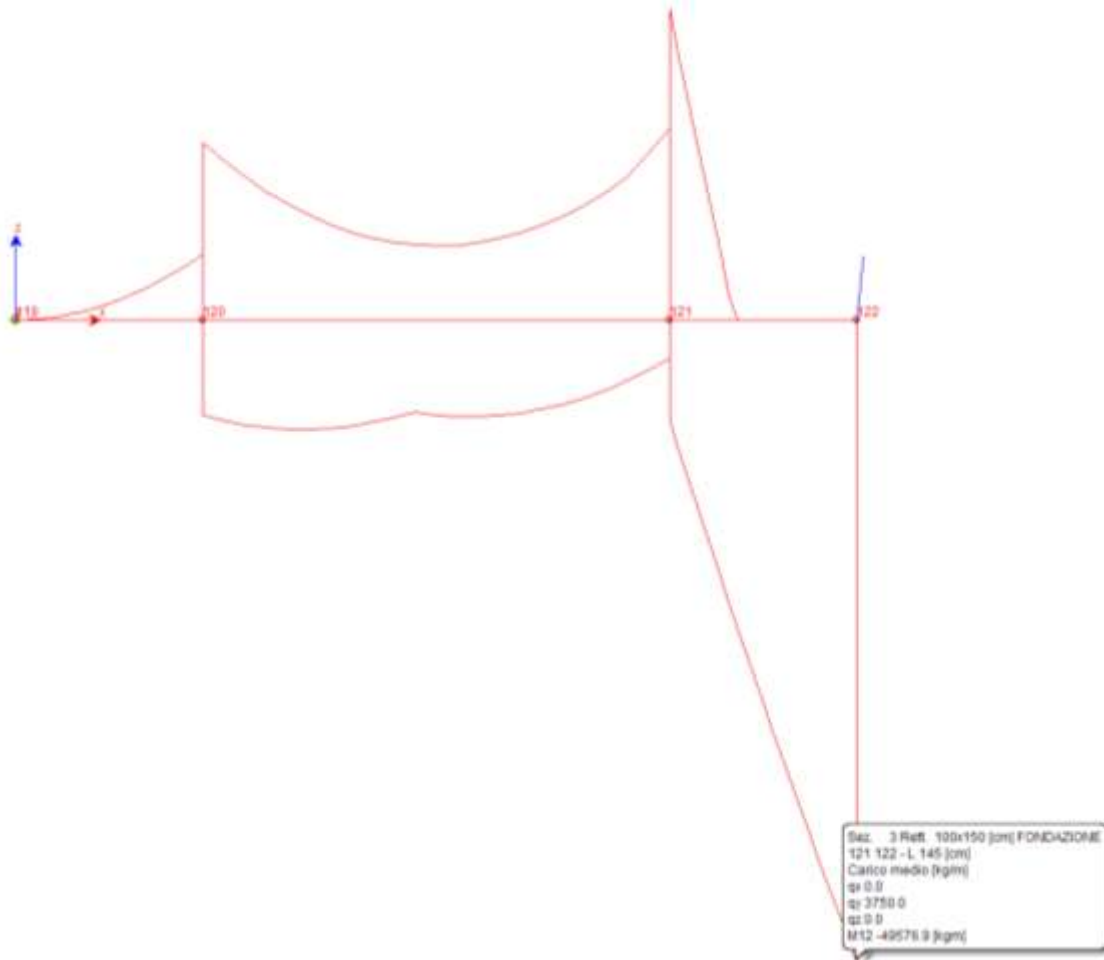
13.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Momento massimo sulla parete



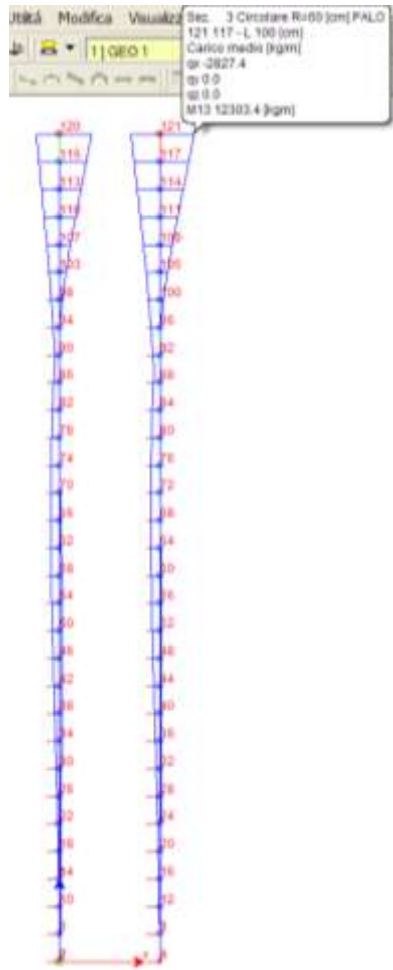
prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sulla trave di fondazione



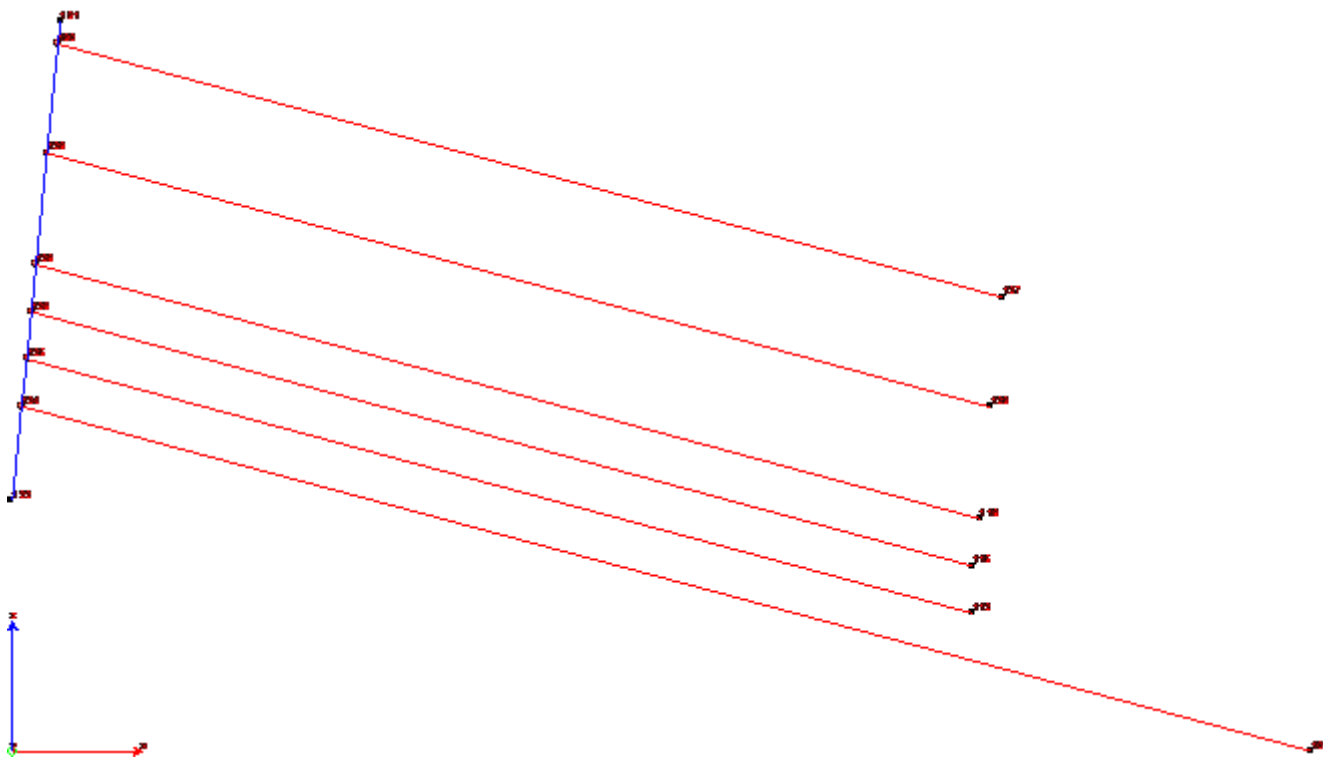
prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sui pali



14 MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE

14.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



14.2 COMBINAZIONI DI CARICO

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	STR 1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,	0,
2	STR 2	1,	1,	1,5	0,	0,	0,	0,	1,5
3	STR 3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	0,	0,	1,5
4	STR S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,	0,6
5	STR S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,6
6	STR S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,	1,	0,6

14.3 RISULTATI DELL'ANALISI

TIPOLOGIA_E\TRATTO_2\MODELLO_1_STR\TIRANTATO_MODELLO_2_STR.dt

Pilastro Sezione numero 1 Rett. Muro di base

Sforzo normale	Min asta 126 128 12411.6 [kg]	Comb. 1	Max asta 122 124 57822.7 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 126 128 -11794.7 [kg]	Comb. 3	Max asta 122 124 28838.9 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 126 128 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 126 128 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 126 128 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 128 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 126 128 -49791.5 [kgm]	Comb. 3	Max asta 122 124 -0.0 [kgm]	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 126 128 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 128 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Pilastro Sezione numero 2 Rett. Muro di sommità

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

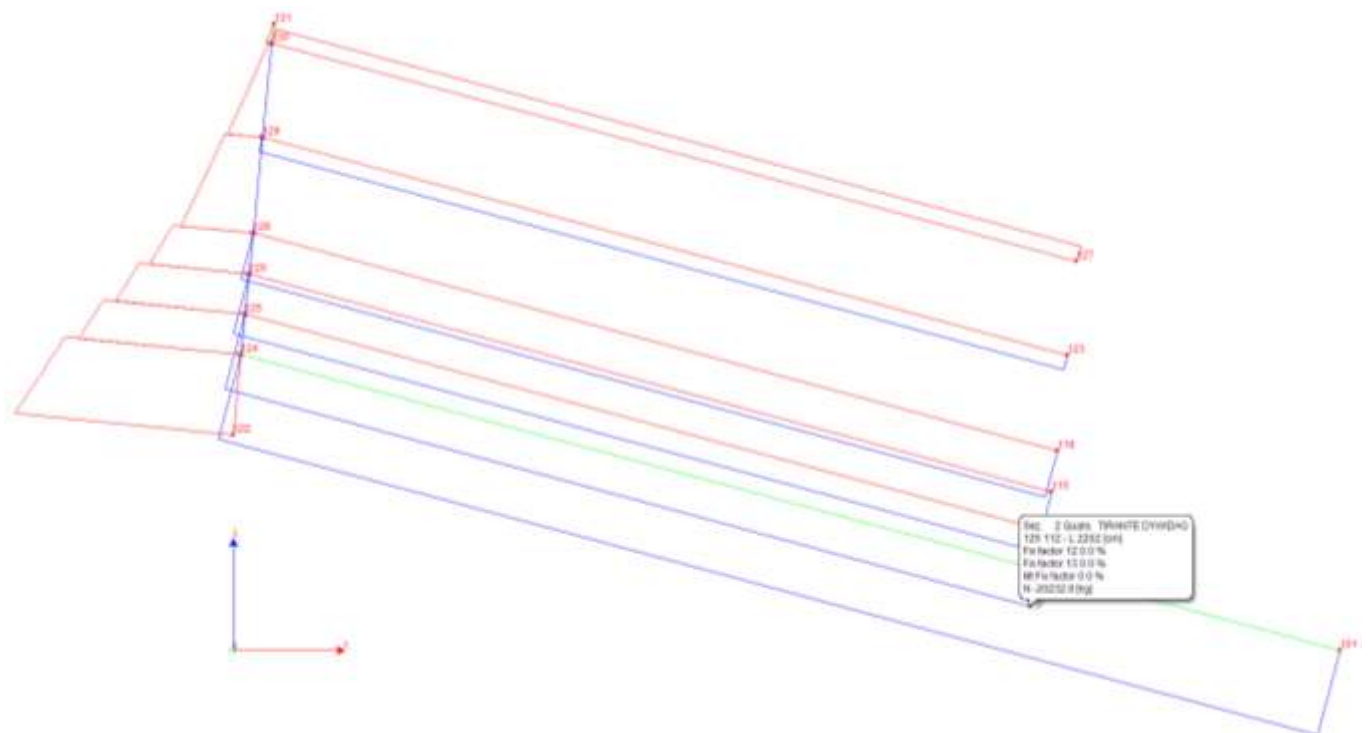
Sforzo normale	Min asta 130 131 0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 128 129 19210.1 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 128 129 -16962.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 130 131 35.4 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 130 131 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 130 131 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 130 131 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 130 131 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 128 129 -41061.8 [kgm]	Comb. 3	Max asta 130 131 10.6 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 130 131 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 130 131 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 2 Quads. TIRANTE DYWIDAG

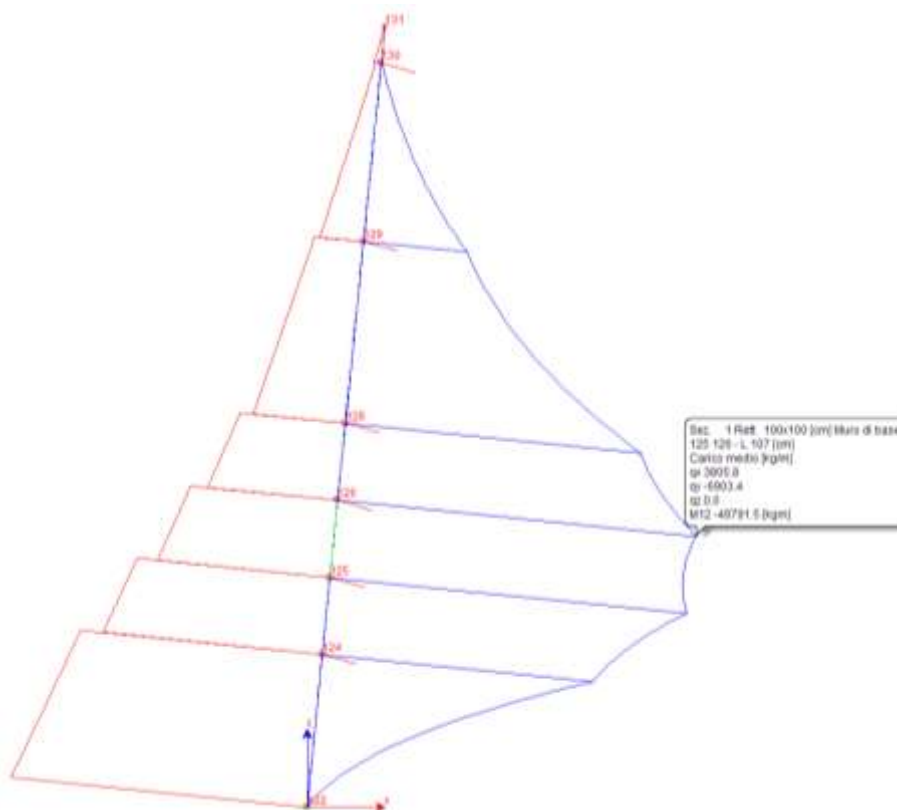
Sforzo normale	Min asta 125 112 -20232.9 [kg]	Comb. 3	Max asta 130 127 3940.4 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 129 123 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 128 118 0.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 130 127 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 130 127 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 130 127 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 130 127 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 128 118 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 129 123 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 130 127 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 130 127 -0.0 [kgm]	Comb. 1

14.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Sollecitazione di trazione massima del tirante dywidag



Diagrammi di sollecitazione del muro: sforzo normale e momento flettente della sezione maggiormente sollecitata



15 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

PALO	N [daN]	M [daNm]	T [daN]
Combo 3 Mod. 1	420188 [compres]	0	0
Combo 1 Mod.1	96320 [compres]	30762	5000

PARETE BASE sp. 100 cm

PARETE	N [daN]	M [daNm]	T [daN]
Combo 3 Mod.1	41975 [compres]	- 42020	2130
Combo 5 Mod.1	31825 [compres]	- 80240	- 33069
Combo 3 Mod.2	26367 [compres]	- 49795	-11800

PARETE SOMMITA' sp. 70 cm

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

PARETE	N [daN]	M [daNm]	T [daN]
Combo 3 Mod.1	20210 [compres]	-7595	-10895
Combo 5 Mod.1	18130 [compres]	-12530	-11621
Combo 3 Mod.2	19210 [compres]	- 41062	-16962

PLATEA DI FONDAZIONE

PLATEA	N [daN]	M [daNm]	T [daN]
Combo 3 Mod.1	2057 [compres]	23975	49047
Combo 6 Mod.1	-1524 [traz]	-49580	26170

TIRANTE DYWIDAG

Considerando che le barre dywidag sono poste ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

DYWIDAG	N [daN]
Combo 3 Mod. 2	- 50600 [traz]

16 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

16.1 PALO

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	60.00	0.00
2	58.85	-11.71
3	55.43	-22.96
4	49.89	-33.33
5	42.43	-42.43
6	33.33	-49.89
7	22.96	-55.43
8	11.71	-58.85
9	0.00	-60.00
10	-11.71	-58.85
11	-22.96	-55.43
12	-33.33	-49.89

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

13	-42.43	-42.43
14	-49.89	-33.33
15	-55.43	-22.96
16	-58.85	-11.71
17	-60.00	0.00
18	-58.85	11.71
19	-55.43	22.96
20	-49.89	33.33
21	-42.43	42.43
22	-33.33	49.89
23	-22.96	55.43
24	-11.71	58.85
25	0.00	60.00
26	11.71	58.85
27	22.96	55.43
28	33.33	49.89
29	42.43	42.43
30	49.89	33.33
31	55.43	22.96
32	58.85	11.71

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	ø	x	y
1	22.0	53.15	0.00
2	22.0	51.04	14.69
3	22.0	44.87	28.20
4	22.0	35.15	39.42
5	22.0	22.67	47.44
6	22.0	8.42	51.62
7	22.0	-6.42	51.62
8	22.0	-20.67	47.44
9	22.0	-33.15	39.42
10	22.0	-42.87	28.20
11	22.0	-49.04	14.69
12	22.0	-51.15	0.00
13	22.0	-49.04	-14.69
14	22.0	-42.87	-28.20

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

15	22.0	-33.15	-39.42
16	22.0	-20.67	-47.44
17	22.0	-6.42	-51.62
18	22.0	8.42	-51.62
19	22.0	22.67	-47.44
20	22.0	35.15	-39.42
21	22.0	44.87	-28.20
22	22.0	51.04	-14.69

- Combinazione di Carico: 3 mod 1

Azione	Sd	Sr	
N	-420188.0	-1896496.9	[kg]
Mx	0.0	-0.0	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.22

- Combinazione di Carico: 1 mod 1

Azione	Sd	Sr	
N	-96320.0	-864257.9	[kg]
Mx	30762.0	276020.6	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.11

16.2 PARETE BASE

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	100.00
3	100.00	100.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	22.0	6.00	94.00
2	22.0	20.67	94.00
3	22.0	35.33	94.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

4	22.0	50.00	94.00
5	22.0	64.67	94.00
6	22.0	79.33	94.00
7	22.0	94.00	94.00
8	22.0	94.00	6.00
9	22.0	79.33	6.00
10	22.0	64.67	6.00
11	22.0	50.00	6.00
12	22.0	35.33	6.00
13	22.0	20.67	6.00
14	22.0	6.00	6.00

- Combinazione di Carico: 3 mod 1

Azione	Sd	Sr
N	-41975.0	-155059.1 [kg]
Mx	-42020.0	-155225.3 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.27

- Combinazione di Carico: 5 mod 1

Azione	Sd	Sr
N	-31825.0	-42957.2 [kg]
Mx	-80240.0	-108307.4 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.74

- Combinazione di Carico: 3 mod 2

Azione	Sd	Sr
N	-26367.0	-61604.8 [kg]
Mx	-49795.0	-116342.7 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.43

16.3 PARETE SOMMITA'

Coordinate sezione in calcestruzzo

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	70.00
3	100.00	70.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	18.0	6.00	64.00
2	18.0	20.67	64.00
3	18.0	35.33	64.00
4	18.0	50.00	64.00
5	18.0	64.67	64.00
6	18.0	79.33	64.00
7	18.0	94.00	64.00
8	18.0	94.00	6.00
9	18.0	79.33	6.00
10	18.0	64.67	6.00
11	18.0	50.00	6.00
12	18.0	35.33	6.00
13	18.0	20.67	6.00
14	18.0	6.00	6.00

- Combinazione di Carico: 3 mod 1

Azione	Sd	Sr
N	-20210.0	-312880.6 [kg]
Mx	-7595.0	-117581.8 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.06

- Combinazione di Carico: 5 mod 1

Azione	Sd	Sr
N	-18130.0	-101533.7 [kg]
Mx	-12530.0	-70172.0 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.18

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

- Combinazione di Carico: 3 mod 2

Azione	Sd	Sr
N	-19210.0	-22148.4 [kg]
Mx	-41062.0	-47342.9 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.87

16.4 PLATEA

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	150.00
3	100.00	150.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	22.0	7.00	143.00
2	22.0	21.33	143.00
3	22.0	35.67	143.00
4	22.0	50.00	143.00
5	22.0	64.33	143.00
6	22.0	78.67	143.00
7	22.0	93.00	143.00
8	18.0	93.00	7.00
9	18.0	78.67	7.00
10	18.0	64.33	7.00
11	18.0	50.00	7.00
12	18.0	35.67	7.00
13	18.0	21.33	7.00
14	18.0	7.00	7.00

- Combinazione di Carico: 3 mod.1

Azione	Sd	Sr
N	-2057.0	-8434.4 [kg]

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Mx 23975.0 98305.5 [kgm]

My 0.0 0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.24

- Combinazione di Carico: 6 mod.1

Azione	Sd	Sr	
N	1524.0	4139.2	[kg]
Mx	-49580.0	-134659.9	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.37

16.5 TIRANTE DYWIDAG

La verifica di resistenza del tirante dywidag si effettua con le formulazioni riportate nel §4.2.4.1.2 delle NTC08.

Dove:

$$N_{ED} = 506 \text{ kN}$$

$$N_{r,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 723 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{r,Rd} = 0,70 < 1,00$$

MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 3

All'interno di questa relazione vengono condotte le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, attraverso la **combinazione 1 dell'approccio 1: (A1+M1+R1)**.

17 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Per effettuare il dimensionamento della struttura sono state realizzate due diverse modellazioni con il codice di calcolo WinStrand 2010-031 prodotto da En.Ex.Sys s.r.l. via Tizzano 46/2, 40033 Casalecchio di Reno (BO).

In entrambi i casi la struttura è stata schematizzata con un modello piano composto da elementi bidimensionali di tipo FRAME:

- elementi verticali "pilastro": Sez. 1 - Muro di base di sezione in ca 100x100 cm, sezione di sommità 100X100 cm da quota +2.30 m dall'estradosso della fondazione alla sommità;
- elementi orizzontali con vincolamento interno tipo "biella": Sez. 1 - Tirante realizzato con trefoli in acciaio; Sez. 2 - Tirante in Dywidag.

I modelli sono sottoposti ai carichi statici previsti dalla normativa vigente, per quanto riguarda l'azione sismica è stata valutata con metodo pseudo statico (par. 7.11.6.2.1 NTC08).

La differenza tra i due modelli sta nel vincolamento esterno:

1- in un primo modello è stata simulata la presenza della trave di fondazione, per mezzo di un elemento beam di sezione 6,80x1,50 m; la quale è vincolata all'esterno attraverso due aste di lunghezza 20 m, che simulano i due pali. Lungo l'asse dei pali ad interasse di un metro sono disposte delle molle orizzontali che simulano la presenza del terreno, il quale è caratterizzato da una costante di sottofondo orizzontale pari a 5 kg/cm^3 , supposta costante al variare della profondità. Per la valutazione delle caratteristiche geometriche della molla, che simulasse correttamente il comportamento del terreno, è stata imposta l'uguaglianza tra la sua deformazione assiale e quella del terreno, sotto l'azione di una forza unitaria. Le molle sono state vincolate all'esterno con degli incastri ed è stato imposto un comportamento a biella. Sul retro della parete sono inserite delle aste, vincolate all'esterno per mezzo di incastri e con comportamento a biella, che simulano la presenza dei tiranti passivi (barre dywidag) e del tirante formato da sei trefoli da 15 t ciascuno (90t). Al tirante da 90 tonnellate viene applicato un tiro permanente attivo di 60 t;

2- in un secondo modello non è simulata la trave di fondazione e i pali, ma soltanto la parete verticale che è vincolata alla base in modo da evitare movimenti di traslazione verticale, lasciando libera la traslazione orizzontale, tutti gli altri nodi del muro non presentano vincolamenti esterni. Questo modello viene usato per valutare la fase passiva di lavoro del tirante a trefoli posto alla base della parete.

Modellazione dei materiali

I materiali sono considerati con comportamento elastico lineare in particolare:

Cls armato pali $E_c = 315\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$

Cls armato fondazione e parete $E_c = 336\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio $E_a = 2\,100\,000 \text{ daN/cm}^2$

Tipo di analisi

Le strutture sono state sottoposte ad una analisi statica con elementi tipo FRAME e alla verifica con il metodo degli stati limite.

18 ANALISI DEI CARICHI

Peso Proprio (P₁):

Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di ca pari a:	2500 daN/m ³
Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di acciaio pari a:	7850 daN/m ³

Spinte laterali del terreno sulla parete (P₂)

Assumendo per il terreno a tergo della parete $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $c = 0,0$; $\varphi = 30^\circ$ ed in ipotesi di spinta a riposo ($k_0 = 1 - \tan \varphi = 0,50$) si ricava un carico lineare con distribuzione triangolare con vertice in alto i cui valori sono calcolati con la seguente relazione: $\sigma = \gamma \cdot h \cdot k_0$.

$z = 0$	$\sigma = 0$
$z = -9.45 \text{ m}$	$\sigma = 8505 \text{ daN/mq}$

Peso Portato (P₃):

Carico permanente dovuto al rivestimento (pietra sp. 30 cm) considerando un peso per unità di volume pari a	2000 daN/m ³
---	-------------------------

Azioni sismiche (P₄- P₅ – P₇)

Le azioni sismiche vengono valutate con analisi pseudo statica mediante metodi dell'equilibrio limite , come previsto nel par.7.11.6.2.1 delle NTC 08.

In questo caso dal momento che è impedito lo spostamento orizzontale della struttura, il terreno a tergo si suppone in condizioni k_0 .

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nel nostro caso il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, pertanto:

- il coefficiente $\beta_m = 1,00$;
- l'incremento di spinta dovuta al sisma va applicato a metà altezza del muro.

2		Zona sismica
C		Categoria del suolo
T2		Categoria topografica
$V_T \geq$	50 anni	Vita nominale della struttura
$C_u =$	1.5	Coefficiente d'uso – Classe d'uso: III
a_g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long. 12,523762 °]
F_0 [SLV]	2,467	Valore massimo fattore amplificazione Spettro accelerazione orizzontale
T_c^* [SLV]	0,321	Periodo inizio tratto velocità costante Spettro accelerazione orizzontale
$S_T =$	1.2	Coefficiente di amplificazione topografica
$S_S =$	1.42	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	0.322 g	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β_m	1.00	Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.322	[Coefficiente sismico per sisma orizzontale]
k_v	0.161	[Coefficiente sismico per sisma verticale]

Valutazione dei pesi:

Parete in c.a. sp. 1,00 m $W = 20,51$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Rivestimento 0,60 t/mq $W = 5,22$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Da cui si ricava:

Spinta orizzontale $S_{oizr} = 8,30$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Spinta verticale $S_{vert} = 4,15$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Pertanto il carico lineare uniformemente distribuito da applicare nel modello è:

$q_{oriz} = 0,88$ t al metro lineare di parete (in profondità)

$q_{vert} = 0,44$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Tiro attivo (P_6):

Nel modello 1 si ipotizza il funzionamento attivo dei tiranti formati da trefoli da 90 t, applicando su di essi un tiro permanente attivo di 60 t.

Sovraccarico sommitale (P_8):

Si ipotizza un sovraccarico sulla soletta a sbalzo a monte di 1000 daN/mq.

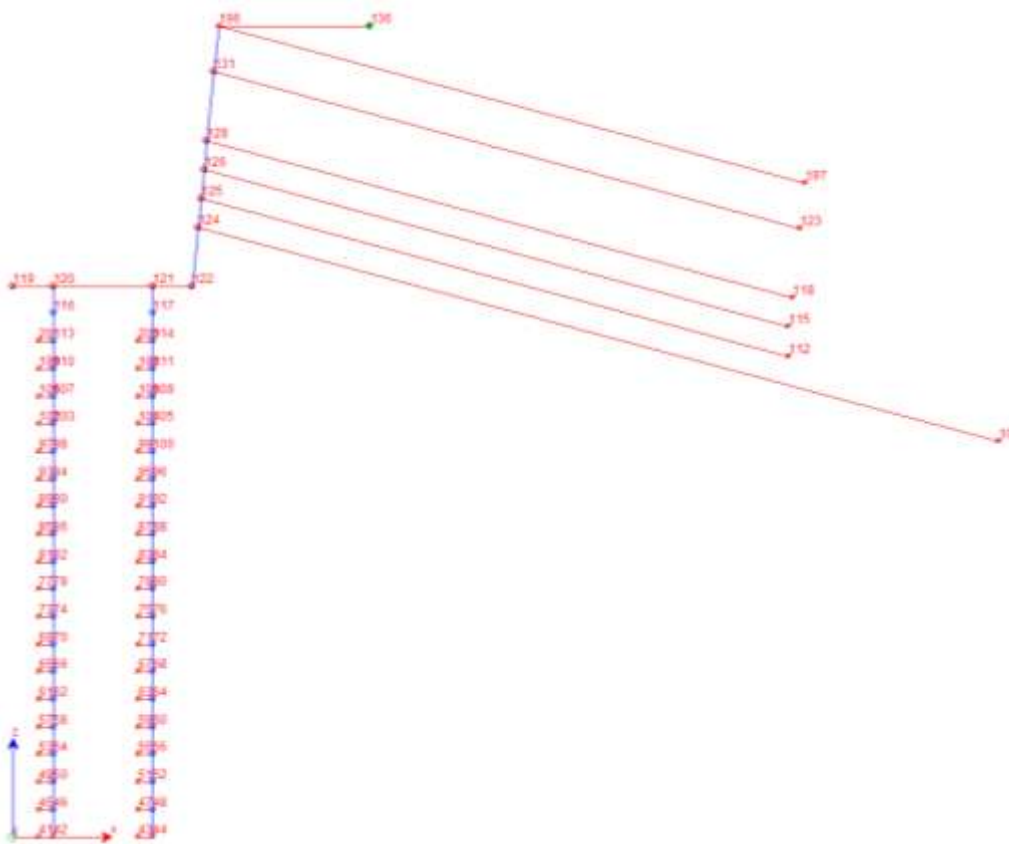
Al modello si applica un sovraccarico uniforme lineare sulla soletta di 1000 daN/ml, inoltre in ipotesi di spinta a riposo ($k_0 = 1 - \text{sen } \varphi = 0,50$) si applica un carico orizzontale lungo la parete del muro lineare uniforme, dovuto al sovraccarico di :

$$S_{\text{sovr}} = 500 \text{ daN al metro lineare di parete (in profondità)}$$

Applicato in sommità per i primi tre metri di altezza.

19 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI

19.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



19.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati in vario modo al fine di ottenere le situazioni più svantaggiose per la struttura.

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	STR 1	1,	1,	0,	0,	0,	1,	0,	0,
2	STR 2	1,	1,	1,5	0,	0,	1,	0,	1,5
3	STR 3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	1,	0,	1,5
4	STR S1	1,	1,	1,	1,	0,	1,	0,	0,6
5	STR S2	1,	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,6
6	STR S3	1,	1,	1,	1,	0,	1,	1,	0,6

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

19.3 RISULTATI DELL'ANALISI

MODELLI_DI_CALCULO\TIPOLOGIA_E\TRATTO_3\MODELLO_STR\TIRANTATO_MODELLO_1_STR_V_02.dt

Pilastro Sezione numero 1 Rett. Muro di base

Sforzo normale	Min asta 122 124 22575.8 [kg]	Comb. 1	Max asta 122 124 61228.6 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 124 125 -34496.6 [kg]	Comb. 3	Max asta 122 124 24004.6 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 124 125 -0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 124 125 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 124 125 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 125 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 124 125 -54408.7 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 125 1024.2 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 122 124 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 122 124 0.0 [kgm]	Comb. 3

Pilastro Sezione numero 2 Rett. Muro di sommità

Sforzo normale	Min asta 131 196 9310.8 [kg]	Comb. 1	Max asta 125 126 51004.1 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 125 126 -26175.8 [kg]	Comb. 3	Max asta 131 196 427.2 [kg]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 131 196 -0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 131 196 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 131 196 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 131 196 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 125 126 -24405.3 [kgm]	Comb. 1	Max asta 131 196 63903.1 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 125 126 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 125 126 0.0 [kgm]	Comb. 3

Pilastro Sezione numero 3 Circolare PALO

Sforzo normale	Min asta 116 120 -6860.5 [kg]	Comb. 2	Max asta 121 117 93492.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 96 92 -3.4 [kg]	Comb. 3	Max asta 96 92 2.3 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 121 117 -1876.8 [kg]	Comb. 3	Max asta 116 120 2926.1 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 121 117 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 121 117 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 96 92 -19.5 [kgm]	Comb. 3	Max asta 96 92 1.3 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 121 117 -17902.9 [kgm]	Comb. 3	Max asta 121 117 13966.7 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 2 Quads. TIRANTE DYWIDAG

Sforzo normale	Min asta 125 112 307.8 [kg]	Comb. 3	Max asta 196 197 2948.8 [kg]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 128 118 0.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 128 118 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 3 Rett. FONDAZIONE

Sforzo normale	Min asta 121 122 -5620.4 [kg]	Comb. 1	Max asta 121 122 2930.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 120 121 -25798.0 [kg]	Comb. 2	Max asta 121 122 68309.8 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 120 121 -0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 120 121 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 121 122 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 120 121 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 121 122 -19424.0 [kgm]	Comb. 6	Max asta 121 122 91238.8 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 120 121 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 120 121 0.0 [kgm]	Comb. 1

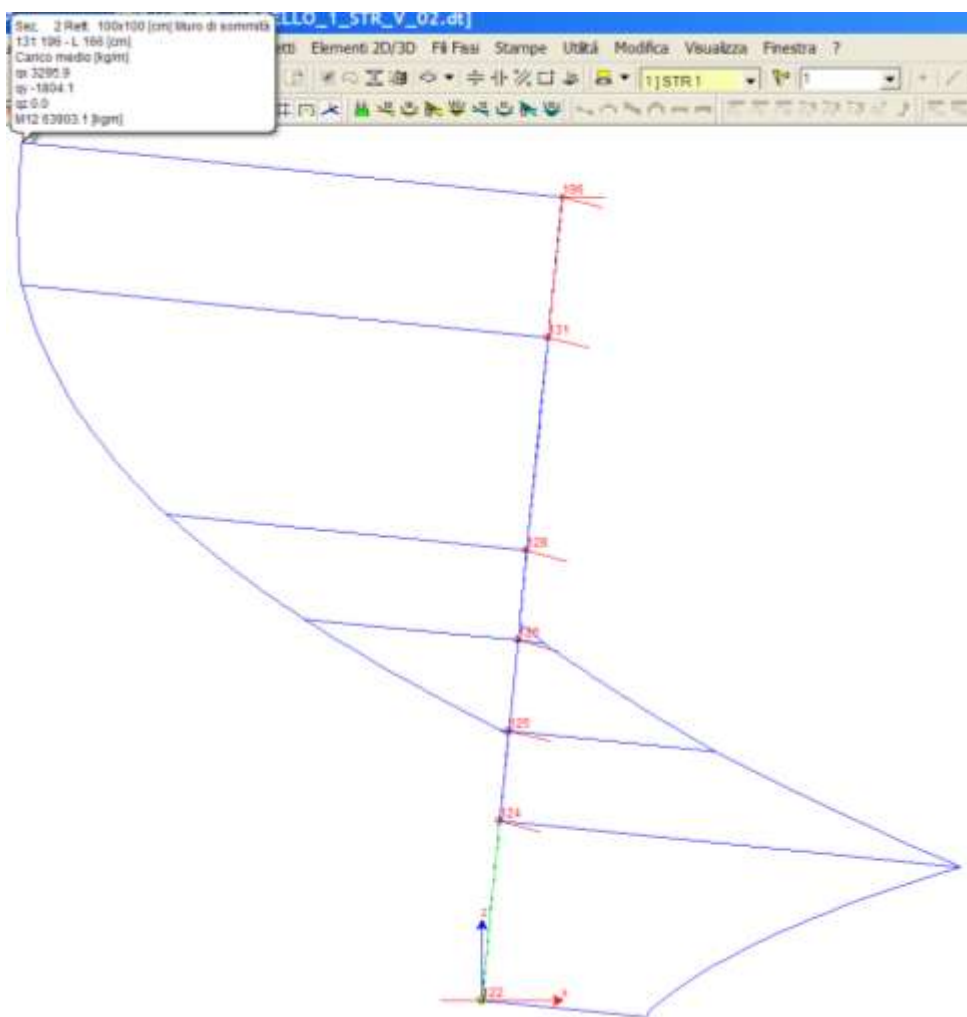
prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Trave Sezione numero 6 Rett. SOLETTA A SBALZO

Sforzo normale	Min asta 196 136 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 196 136 0.0 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 196 136 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 196 136 23237.5 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 196 136 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 196 136 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 196 136 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 196 136 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 196 136 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 196 136 63903.1 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 196 136 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 196 136 -0.0 [kgm]	Comb. 1

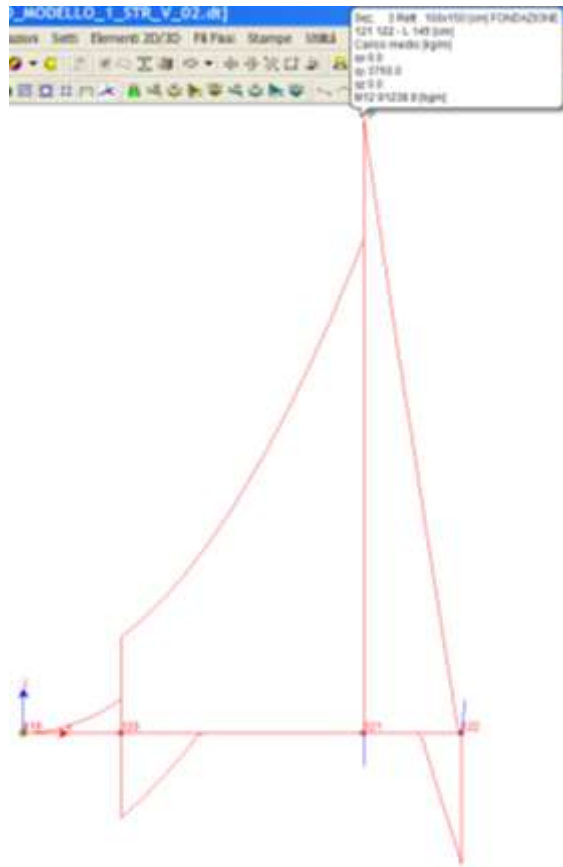
19.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Momento massimo sulla parete

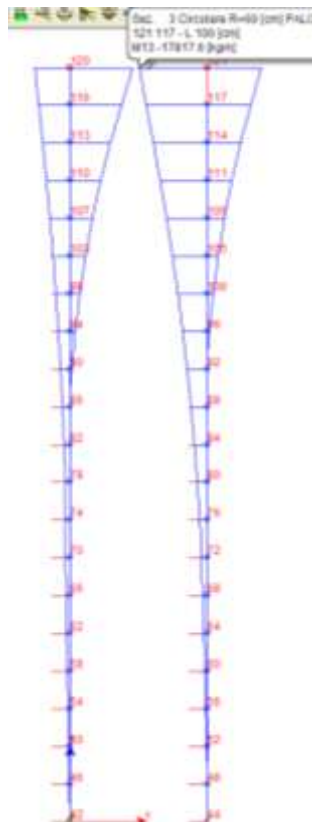


prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sulla trave di fondazione

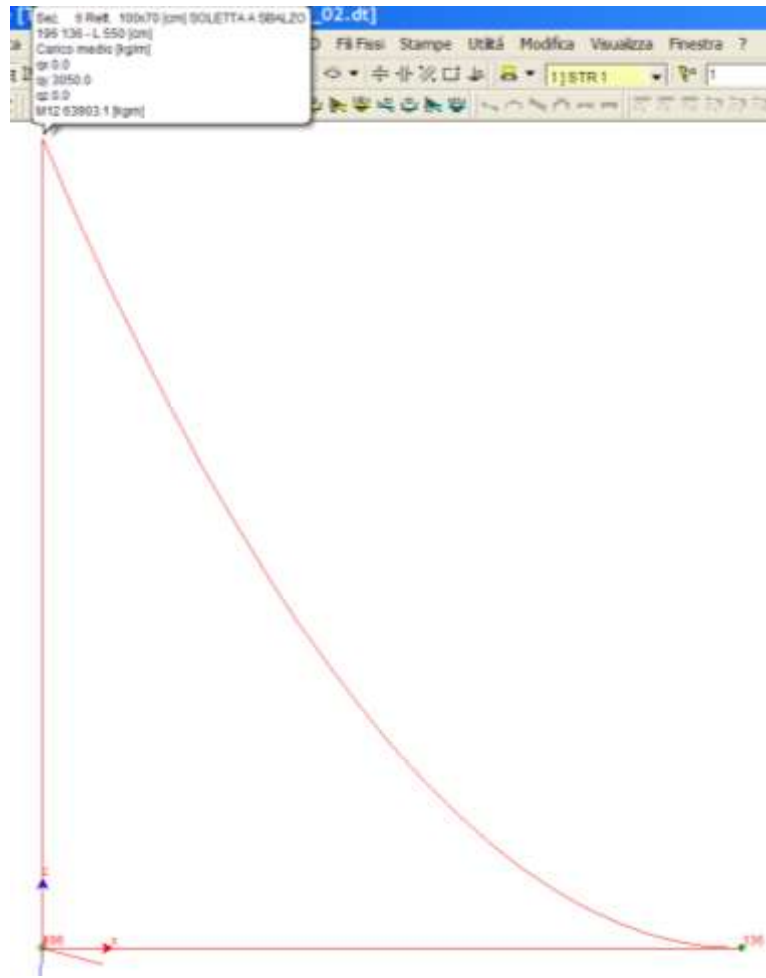


Momento massimo sui pali



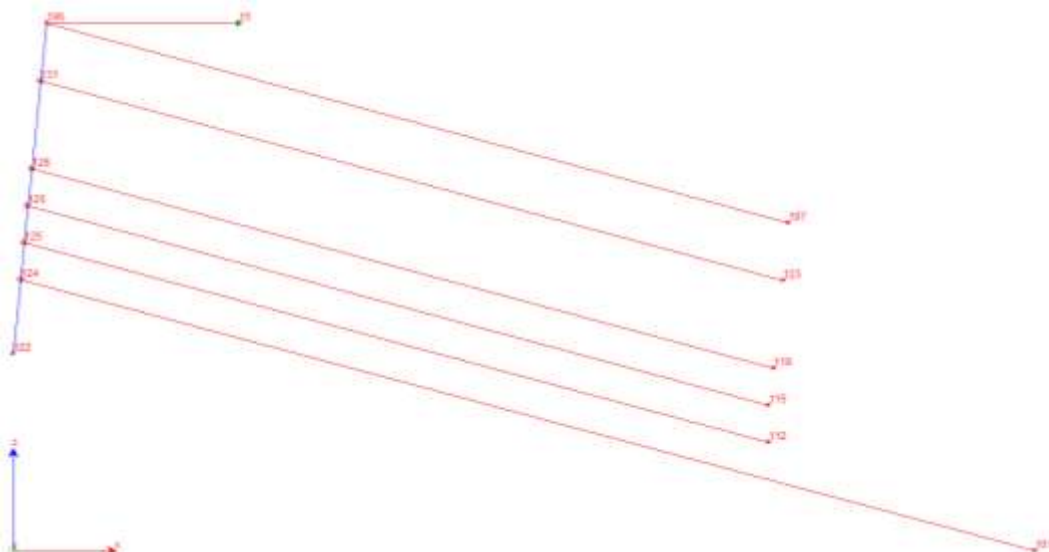
prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sulla soletta a sbalzo



20 MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE

20.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



20.2 COMBINAZIONI DI CARICO

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	STR 1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,	0,
2	STR 2	1,	1,	1,5	0,	0,	0,	0,	1,5
3	STR 3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	0,	0,	1,5
4	STR S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,	0,6
5	STR S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,6
6	STR S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,	1,	0,6

20.3 RISULTATI DELL'ANALISI

MODELLI_DI_CALCULO\TIPOLOGIA_E\TRATTO_3\MODELLO_STR\TIRANTATO_MODELLO_2_STR_V_02.dt

Pilastro Sezione numero 1 Rett. Muro di base

Sforzo normale	Min asta 124 125 30916.2 [kg]	Comb. 1 Max asta 122 124 74748.4 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 124 125 809.5 [kg]	Comb. 2 Max asta 122 124 27320.5 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 124 125 0.0 [kg]	Comb. 1 Max asta 124 125 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 124 125 0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 124 125 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 124 125 -43686.8 [kgm]	Comb. 3 Max asta 122 124 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 124 125 -0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 124 125 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Pilastro Sezione numero 2 Rett. Muro di sommità

Sforzo normale	Min asta 131 196 8260.5 [kg]	Comb. 1 Max asta 125 126 50889.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 128 131 -26022.6 [kg]	Comb. 3 Max asta 125 126 -1576.5 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 131 196 0.0 [kg]	Comb. 1 Max asta 131 196 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 131 196 0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 131 196 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 125 126 -43686.8 [kgm]	Comb. 3 Max asta 131 196 57096.9 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 131 196 -0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 131 196 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 1 Quals. TIRANTE 90 T

Sforzo normale	Min asta 124 101 -26264.6 [kg]	Comb. 3 Max asta 124 101 -18085.0 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 124 101 -0.0 [kg]	Comb. 3 Max asta 124 101 -0.0 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 1 Max asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 124 101 -0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 124 101 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 2 Quals. TIRANTE DYWIDAG

Sforzo normale	Min asta 125 112 -21948.1 [kg]	Comb. 3 Max asta 196 197 13089.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 196 197 -0.0 [kg]	Comb. 3 Max asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1 Max asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 3 Max asta 196 197 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1 Max asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1

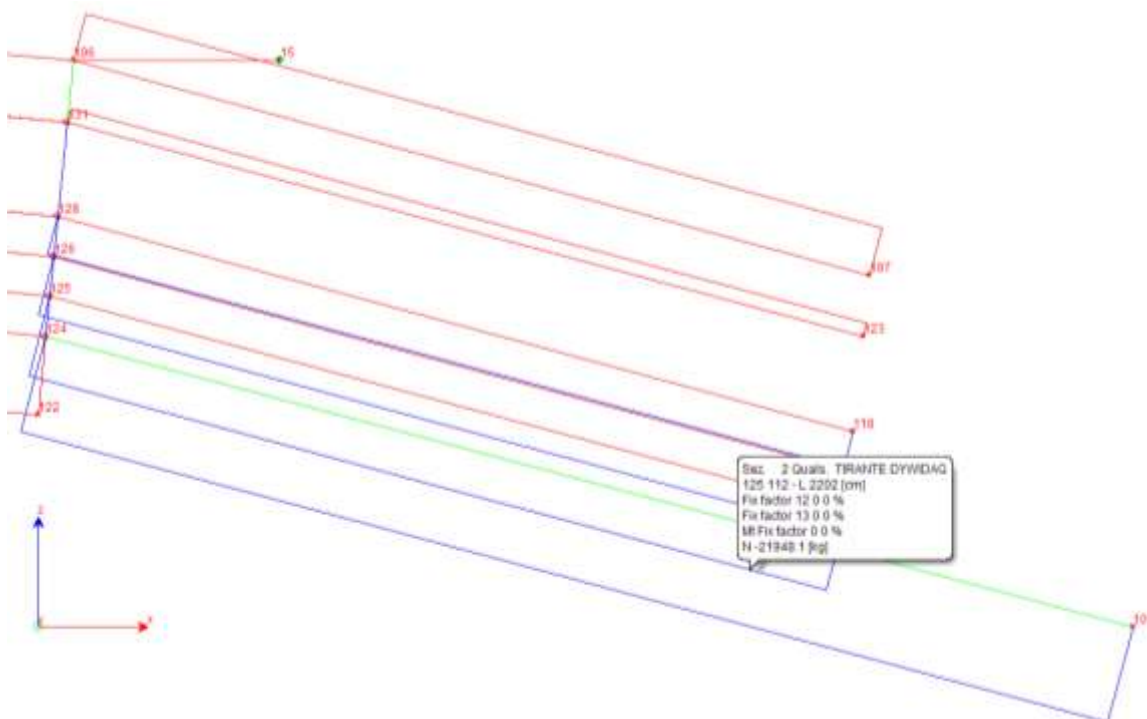
prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Trave Sezione numero 6 Rett. SOLETTA A SBALZO

Sforzo normale	Min asta 196 15 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 196 15 0.0 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 196 15 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 196 15 20762.5 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 196 15 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 196 15 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 196 15 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 196 15 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 196 15 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 196 15 57096.9 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 196 15 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 196 15 -0.0 [kgm]	Comb. 1

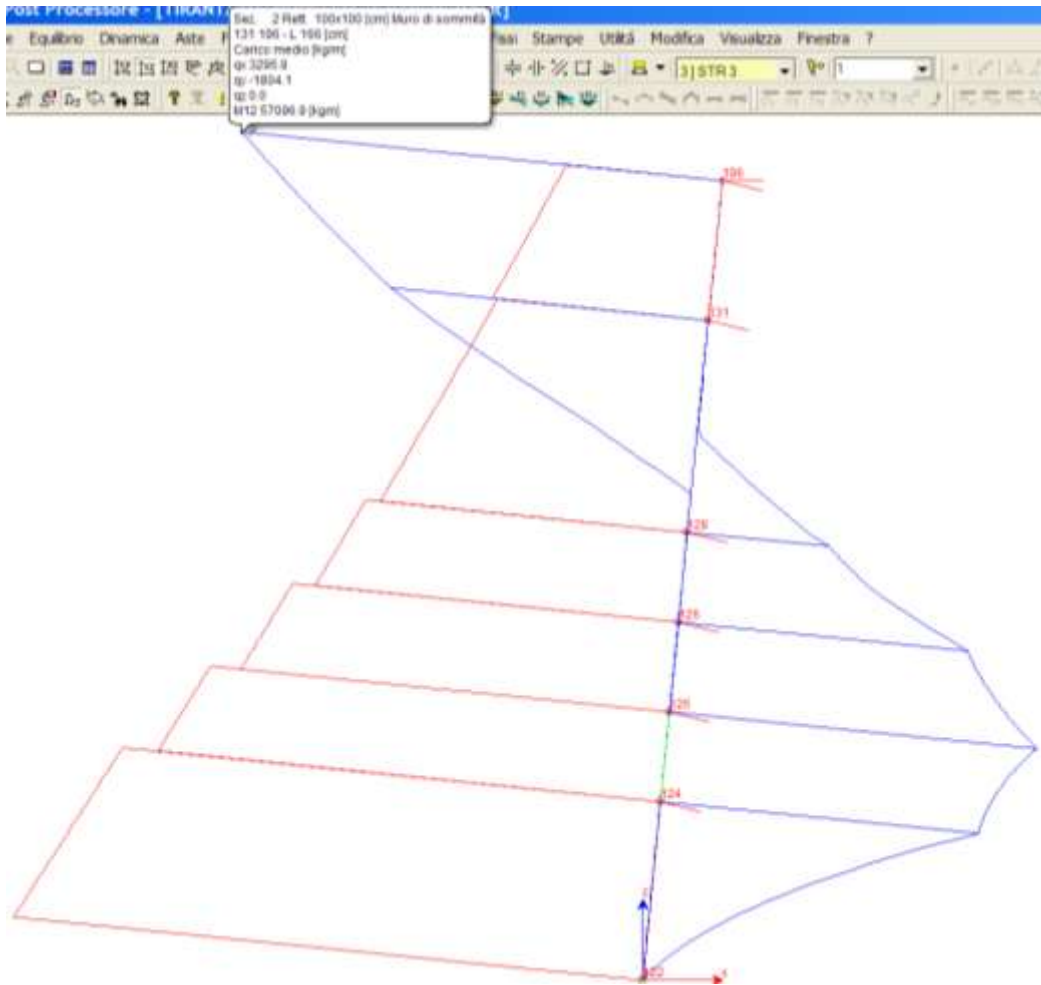
20.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Sollecitazione di trazione massima del tirante dywidag



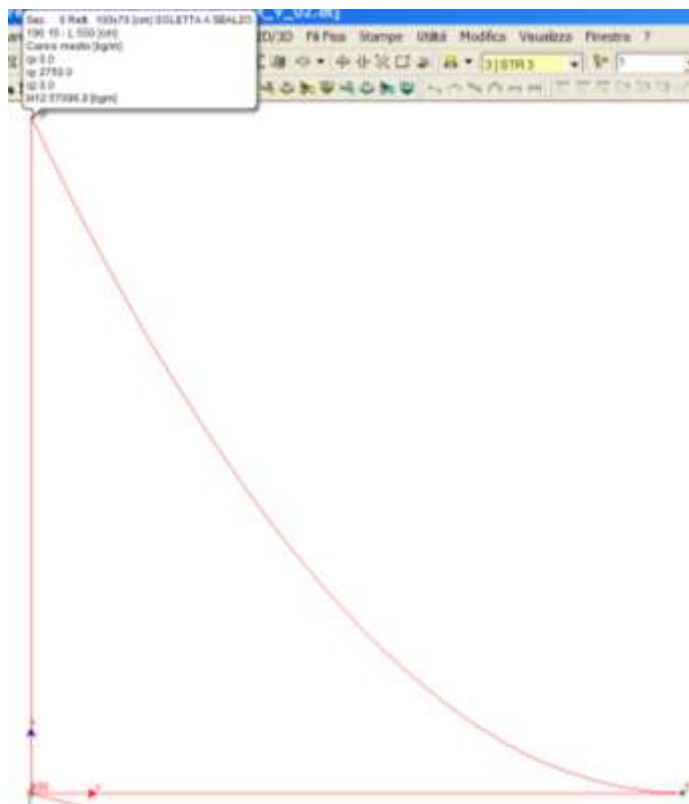
prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Diagrammi di sollecitazione del muro: sforzo normale e momento flettente della sezione maggiormente sollecitata



prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Diagrammi di sollecitazione sulla soletta a sbalzo momento flettente della sezione maggiormente sollecitata



21 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

PALO	N [daN]	M [daNm]
Combo 3 Mod.1	233730 [compres]	- 44760

PARETE BASE sp. 100 cm

PARETE	N [daN]	M [daNm]
Combo 1 Mod.1	28734 [compres]	- 54410
Combo 3 Mod.2	54450 [compres]	- 43690

PARETE SOMMITA' sp. 100 cm – a quota 2,30 m dall'estradosso della fondazione

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

PARETE	N [daN]	M [daNm]
Combo 3 Mod.1	22714 [compres]	63905
Combo 1 Mod 2	25823 [compres]	-24500

PLATEA DI FONDAZIONE

PLATEA	N [daN]	M [daNm]
Combo 3 Mod.1	2930 [compres]	-91240

SOLETTA A SBALZO

SOLETTA	N [daN]	M [daNm]
Combo 3 Mod.1	0	63905

TIRANTE DYWIDAG

Considerando che le barre dywidag sono poste ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

DYWIDAG	N [daN]
Combo 3 Mod. 2	- 54875 [traz]

22 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

22.1 PALO

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	60.00	0.00
2	58.85	-11.71
3	55.43	-22.96
4	49.89	-33.33
5	42.43	-42.43
6	33.33	-49.89
7	22.96	-55.43
8	11.71	-58.85
9	0.00	-60.00
10	-11.71	-58.85

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

11	-22.96	-55.43
12	-33.33	-49.89
13	-42.43	-42.43
14	-49.89	-33.33
15	-55.43	-22.96
16	-58.85	-11.71
17	-60.00	0.00
18	-58.85	11.71
19	-55.43	22.96
20	-49.89	33.33
21	-42.43	42.43
22	-33.33	49.89
23	-22.96	55.43
24	-11.71	58.85
25	0.00	60.00
26	11.71	58.85
27	22.96	55.43
28	33.33	49.89
29	42.43	42.43
30	49.89	33.33
31	55.43	22.96
32	58.85	11.71

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	ø	x	y
1	22.0	53.15	0.00
2	22.0	51.04	14.69
3	22.0	44.87	28.20
4	22.0	35.15	39.42
5	22.0	22.67	47.44
6	22.0	8.42	51.62
7	22.0	-6.42	51.62
8	22.0	-20.67	47.44
9	22.0	-33.15	39.42
10	22.0	-42.87	28.20
11	22.0	-49.04	14.69
12	22.0	-51.15	0.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

13	22.0	-49.04	-14.69
14	22.0	-42.87	-28.20
15	22.0	-33.15	-39.42
16	22.0	-20.67	-47.44
17	22.0	-6.42	-51.62
18	22.0	8.42	-51.62
19	22.0	22.67	-47.44
20	22.0	35.15	-39.42
21	22.0	44.87	-28.20
22	22.0	51.04	-14.69

- Combinazione di Carico: 3 mod 1

Azione	Sd	Sr
N	-233730.0	-1157230.0 [kg]
Mx	-47760.0	-236466.5 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.20

22.2 PARETE BASE

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	100.00
3	100.00	100.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	18.0	6.00	94.00
2	18.0	20.67	94.00
3	18.0	35.33	94.00
4	18.0	50.00	94.00
5	18.0	64.67	94.00
6	18.0	79.33	94.00
7	18.0	94.00	94.00
8	18.0	94.00	6.00
9	18.0	79.33	6.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

10	18.0	64.67	6.00
11	18.0	50.00	6.00
12	18.0	35.33	6.00
13	18.0	20.67	6.00
14	18.0	6.00	6.00

- Combinazione di Carico: 1 mod 1

Azione Sd Sr

N -28734.0 -41661.7 [kg]

Mx -54410.0 -78889.6 [kgm]

My 0.0 0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.69

- Combinazione di Carico: 3 mod 2

Azione Sd Sr

N -54450.0 -160781.7 [kg]

Mx -43690.0 -129009.2 [kgm]

My 0.0 0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.34

22.3 PARETE SOMMITA'

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice x y

1	0.00	0.00
2	0.00	100.00
3	100.00	100.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro ø x y

1	18.0	6.00	64.00
2	18.0	20.67	64.00
3	18.0	35.33	64.00
4	18.0	50.00	64.00
5	18.0	64.67	64.00
6	18.0	79.33	64.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

7	18.0	94.00	64.00
8	18.0	94.00	6.00
9	18.0	79.33	6.00
10	18.0	64.67	6.00
11	18.0	50.00	6.00
12	18.0	35.33	6.00
13	18.0	20.67	6.00
14	18.0	6.00	6.00

- Combinazione di Carico: 3 mod 1

Azione	Sd	Sr
N	-22714.0	-25506.2 [kg]
Mx	63905.0	71760.9 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.89

- Combinazione di Carico: 1 mod 2

Azione	Sd	Sr
N	-25823.0	-117223.8 [kg]
Mx	-24500.0	-111218.0 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.22

22.4 PLATEA

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	150.00
3	100.00	150.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	22.0	7.00	143.00
2	22.0	21.33	143.00
3	22.0	35.67	143.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

4	22.0	50.00	143.00
5	22.0	64.33	143.00
6	22.0	78.67	143.00
7	22.0	93.00	143.00
8	18.0	93.00	7.00
9	18.0	78.67	7.00
10	18.0	64.33	7.00
11	18.0	50.00	7.00
12	18.0	35.67	7.00
13	18.0	21.33	7.00
14	18.0	7.00	7.00

- Combinazione di Carico: 3 mod.1

Azione	Sd	Sr	
N	-2930.0	-4514.8	[kg]
Mx	-91240.0	-140590.5	[kgm]
My	0.0	-0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.65

22.5 SOLETTA A SBALZO

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	70.00
3	100.00	70.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	Ø	x	y
1	24.0	93.00	7.00
2	24.0	78.67	7.00
3	24.0	64.33	7.00
4	24.0	50.00	7.00
5	24.0	35.67	7.00
6	24.0	21.33	7.00
7	24.0	7.00	7.00
8	18.0	7.00	63.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

9	18.0	21.33	63.00
10	18.0	35.67	63.00
11	18.0	50.00	63.00
12	18.0	64.33	63.00
13	18.0	78.67	63.00
14	18.0	93.00	63.00

- Combinazione di Carico: 3 mod.1

Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[kg]
Mx	63905.0	69769.6	[kgm]
My	0.0	-0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.92

22.6 TIRANTE DYWIDAG

La verifica di resistenza del tirante dywidag si effettua con le formulazioni riportate nel §4.2.4.1.2 delle NTC08.

Dove:

$$N_{ED} = - 548.75 \text{ kN}$$

$$N_{r,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 723 \text{ kN}$$

$$N_{ED} / N_{r,Rd} = 0.76 < 1,00$$

MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 1

23 VERIFICHE MURI CON FONDAZIONI PROFONDE E PARETI NON ANCORATE

Dal momento che si tratta di muri con fondazioni profonde e pareti non ancorate la verifica deve essere condotta seguendo le indicazioni riportate nella tabella successiva:

FONDAZIONI PROFONDE E PARETE NON ANCORATA	GEO	STABILITA' GLOBALE MURO-TERRENO	1	C2: A2+M2+R2
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI	1 OVVERO 2	APP. 1: C1[STR]: A1+M1+R1 C2[GEO]: A2+M1+R2 OVVERO APP.2: C1 [GEO/STR]: A1+M1+R3
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI		
		CARICO LIMITE DI SFILAMENTO PER CARICHI ASSIALI DI TRAZIONE		
	STR	RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI (PALI E STRUTTURA DI COLLEGAMENTO)		

Le verifiche STR e GEO vengono effettuate considerando **l'approccio 2**, ovvero un'unica combinazione di carico **A1+M1+R3**.

- VERIFICHE DI SICUREZZA
 - *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,
 - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

I coefficienti parziali per le azioni e per gli effetti delle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I delle NTC:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ (o γ_d)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{03}	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 computatamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I coefficienti per i parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella 6.2.II delle NTC 2008:

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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

I coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR dei pali sono riportati nella tab. 6.4.II delle NTC 2008:

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

24 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Per effettuare il dimensionamento della struttura è stata realizzata una modellazione con il codice di calcolo WinStrand 2010-031 prodotto da En.Ex.Sys s.r.l. via Tizzano 46/2, 40033 Casalecchio di Reno (BO).

La struttura è stata schematizzata con un modello piano composto da elementi bidimensionali di tipo FRAME:

- elementi verticali "pilastro": Sez. 1 - Muro di base di sezione in ca 70x100 cm, Sez. 2 - Muro di sommità, dalla sezione di estradosso della fondazione e quota 3,07 m, di sezione in ca 70x100 cm ;

Il modello è sottoposto ai carichi statici previsti dalla normativa vigente, per quanto riguarda l'azione sismica è stata valutata con metodo pseudo statico (par. 7.11.6.2.1 NTC08).

Il vincolamento esterno è simulato dalla presenza della trave di fondazione, per mezzo di un elemento beam di sezione 6,80x1,50 m; la quale è vincolata all'esterno attraverso due aste di lunghezza 20 m, che simulano i due pali. Lungo l'asse dei pali ad interasse di un metro sono disposte delle molle orizzontali che simulano la presenza del terreno, il quale è caratterizzato da una costante di sottofondo orizzontale pari a 5 kg/cm³, supposta costante al variare della profondità. Per la valutazione delle caratteristiche geometriche di una molla che simulasse correttamente il comportamento del terreno è stata imposta l'uguaglianza tra la sua deformazione

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

assiale e quella del terreno, sotto l'azione di una forza unitaria. Le molle sono state vincolate all'esterno con degli incastri ed è stato imposto un comportamento a biella.

Modellazione dei materiali

I materiali sono considerati con comportamento elastico lineare in particolare:

Cls armato pali $E_c = 315\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$
Cls armato fondazione e parete $E_c = 336\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$
Acciaio $E_a = 2\,100\,000 \text{ daN/cm}^2$

Tipo di analisi

Le strutture sono state sottoposte ad una analisi statica con elementi tipo FRAME e alla verifica con il metodo degli stati limite.

25 ANALISI DEI CARICHI

Peso Proprio (P₁):

Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di ca pari a:	2500 daN/m ³
Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di acciaio pari a:	7850 daN/m ³

Spinte laterali del terreno sulla parete (P₂)

Assumendo per il terreno a tergo della parete $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $c = 0,0$; $\varphi = 30^\circ$ ed in ipotesi di spinta attiva ($k_a = 0,333$) si ricava un carico lineare con distribuzione triangolare con vertice in alto i cui valori sono calcolati con la seguente relazione: $\sigma = \gamma \cdot h \cdot k_a$.

z = 0	$\sigma = 0$
z = -3,00 m	$\sigma = 1800 \text{ daN/mq}$
z = -7.20 m	$\sigma = 4315 \text{ daN/mq}$

Peso Portato (P₃):

Carico permanente dovuto al rivestimento (pietra sp. 30 cm) considerando	2000 daN/m ³
--	-------------------------

un peso per unità di volume pari a	
------------------------------------	--

Azioni sismiche (P_4 - P_5 - P_7)

Le azioni sismiche vengono valutate con analisi pseudo statica mediante metodi dell'equilibrio limite , come previsto nel par.7.11.6.2.1 delle NTC 08.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

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

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \tag{7.11.6}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \tag{7.11.7}$$

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \tag{7.11.8}$$

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.

Nel nostro caso si suppone, a favore di sicurezza:

- il coefficiente $\beta_m = 1,00$;
- l'incremento di spinta dovuta al sisma applicato a metà altezza del muro.

2		Zona sismica
C		Categoria del suolo
T2		Categoria topografica
$V_T \geq$	50 anni	Vita nominale della struttura
$C_u =$	1.5	Coefficiente d'uso – Classe d'uso: III
a_g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long. 12,523762 °]
F_0 [SLV]	2,467	Valore massimo fattore amplificazione Spettro accelerazione orizzontale
T_c^* [SLV]	0,321	Periodo inizio tratto velocità costante Spettro accelerazione orizzontale

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

$S_T =$	1.2	Coefficiente di amplificazione topografica
$S_S =$	1.42	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	0.322 g	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
$\square m$	1.00	Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.322	[Coefficiente sismico per sisma orizzontale]
k_v	0.161	[Coefficiente sismico per sisma verticale]

Valutazione dei pesi:

Parete in c.a. sp. 0,70 m $W = 11,75$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Rivestimento 0,60 t/mq $W = 4,80$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Da cui si ricava:

Spinta orizzontale $S_{oizr} = 5,35$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Spinta verticale $S_{vert} = 2,68$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Pertanto il carico lineare uniformemente distribuito da applicare nel modello è:

$q_{oriz} = 0,670$ t al metro lineare di parete (in profondità)

$q_{vert} = 0,335$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Sovraccarico sommitale (P_6):

Si ipotizza un sovraccarico sulla soletta a sbalzo a monte di 1000 daN/mq.

Al modello si applica un sovraccarico uniforme lineare sulla soletta di 1000 daN/ml, inoltre in ipotesi di spinta attiva ($k_a = 0,333$) si ricava un carico orizzontale lungo la parete del muro lineare uniforme, dovuto al sovraccarico di :

$S_{sovr} = 333$ daN al metro lineare di parete (in profondità)

Applicato in sommità per i primi tre metri di altezza, combinato agli altri carichi con i coefficienti di combinazione riportati in tabella:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6

26 MODELLO STRUTTURALE

26.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti



26.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati in vario modo al fine di ottenere le situazioni più svantaggiose per la struttura.

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	Q_SOMMITA'	SISMA VER -
1	1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,
2	2	1,	1,	1,5	0,	0,	0,	0,
3	3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	1,5	0,
4	S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,6	0,
5	S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,6	0,
6	S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,6	1,

26.3 RISULTATI DELL'ANALISI

MODELLI_DI_CALCULO\TIPOLOGIA_F\TIPOLOGIA_F1\MODELLO_F1_GEO_STR_V_03.dt

Pilastro Sezione numero 1 Rett. Muro di base

Sforzo normale	Min asta 84 130 14886.5 [kg]	Comb. 1	Max asta 84 130 42449.4 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 84 130 -20626.2 [kg]	Comb. 6	Max asta 84 130 -4316.2 [kg]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 84 130 0.0 [kg]	Comb. 2	Max asta 84 130 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 84 130 0.0 [kgm]	Comb. 2	Max asta 84 130 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 84 130 -36732.1 [kgm]	Comb. 6	Max asta 84 130 28254.5 [kgm]	Comb. 3

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento Flet. piano 1-3 Min asta 84 130 0.0 [kgm] Comb. 2 Max asta 84 130 0.0 [kgm] Comb. 3

Pilastro Sezione numero 2 Rett. Muro di sommità

Sforzo normale Min asta 129 86 5907.8 [kg] Comb. 1 Max asta 130 129 30890.1 [kg] Comb. 3
Taglio piano 1-2 Min asta 130 129 -8131.7 [kg] Comb. 6 Max asta 129 86 1483.8 [kg] Comb. 3
Taglio piano 1-3 Min asta 129 86 0.0 [kg] Comb. 2 Max asta 129 86 0.0 [kg] Comb. 3
Momento torcente Min asta 130 129 0.0 [kgm] Comb. 2 Max asta 129 86 0.0 [kgm] Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 130 129 7869.2 [kgm] Comb. 6 Max asta 129 86 36955.4 [kgm] Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 129 86 -0.0 [kgm] Comb. 3 Max asta 130 129 0.0 [kgm] Comb. 3

Pilastro Sezione numero 3 Circolare PALO

Sforzo normale Min asta 83 80 1265.3 [kg] Comb. 6 Max asta 78 82 48025.5 [kg] Comb. 6
Taglio piano 1-2 Min asta 56 52 -12.1 [kg] Comb. 3 Max asta 78 74 0.0 [kg] Comb. 3
Taglio piano 1-3 Min asta 83 80 -12204.2 [kg] Comb. 3 Max asta 12 16 512.8 [kg] Comb. 6
Momento torcente Min asta 83 80 -0.0 [kgm] Comb. 3 Max asta 80 76 0.0 [kgm] Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 56 52 -34.6 [kgm] Comb. 3 Max asta 34 30 6.9 [kgm] Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 83 80 -70675.1 [kgm] Comb. 3 Max asta 78 82 65926.1 [kgm] Comb. 3

Trave Sezione numero 3 Rett. FONDAZIONE

Sforzo normale Min asta 81 82 0.0 [kg] Comb. 1 Max asta 83 84 23951.4 [kg] Comb. 3
Taglio piano 1-2 Min asta 81 82 -7068.8 [kg] Comb. 3 Max asta 83 84 47325.6 [kg] Comb. 3
Taglio piano 1-3 Min asta 81 82 0.0 [kg] Comb. 5 Max asta 82 83 0.0 [kg] Comb. 3
Momento torcente Min asta 82 83 -0.0 [kgm] Comb. 3 Max asta 83 84 0.0 [kgm] Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 82 83 -60847.7 [kgm] Comb. 6 Max asta 82 83 71051.0 [kgm] Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 82 83 -0.0 [kgm] Comb. 3 Max asta 82 83 0.0 [kgm] Comb. 3

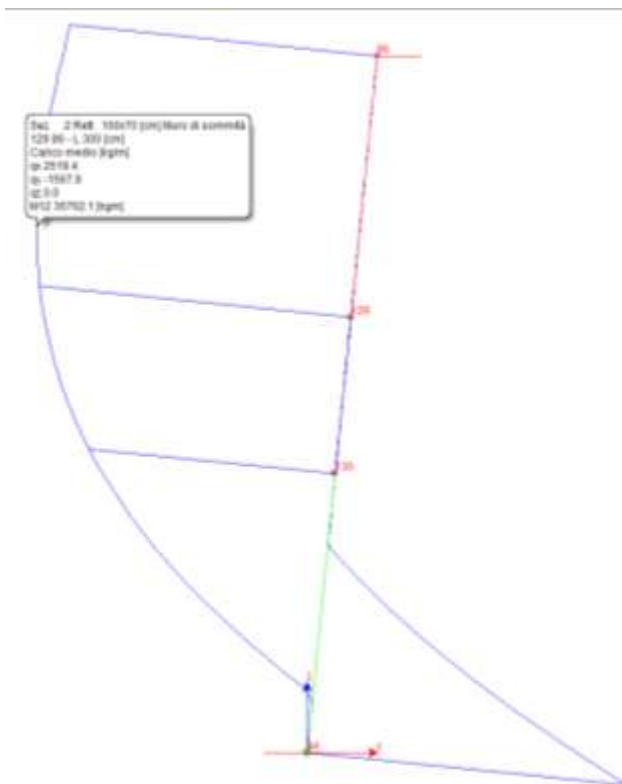
Trave Sezione numero 6 Rett. SOLETTA A SBALZO

Sforzo normale Min asta 86 128 -0.0 [kg] Comb. 4 Max asta 86 128 0.0 [kg] Comb. 2
Taglio piano 1-2 Min asta 86 128 0.0 [kg] Comb. 1 Max asta 86 128 14843.8 [kg] Comb. 3
Taglio piano 1-3 Min asta 86 128 0.0 [kg] Comb. 1 Max asta 86 128 0.0 [kg] Comb. 1
Momento torcente Min asta 86 128 0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 86 128 0.0 [kgm] Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 86 128 0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 86 128 35253.9 [kgm] Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 86 128 -0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 86 128 -0.0 [kgm] Comb. 1

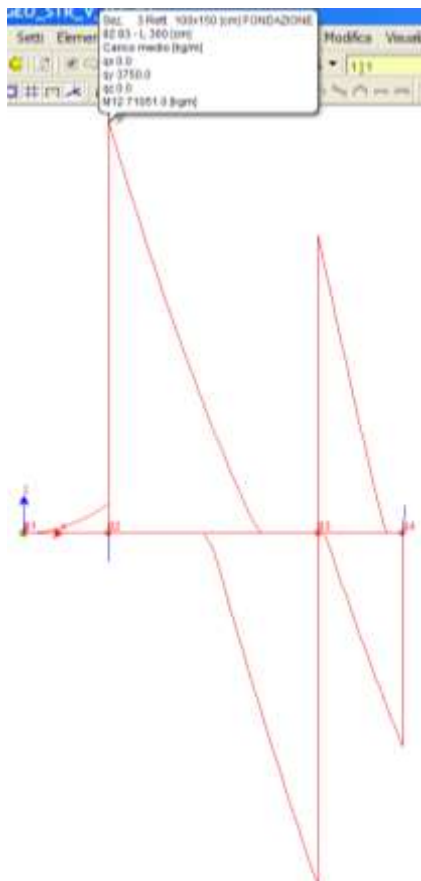
26.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sulla parete

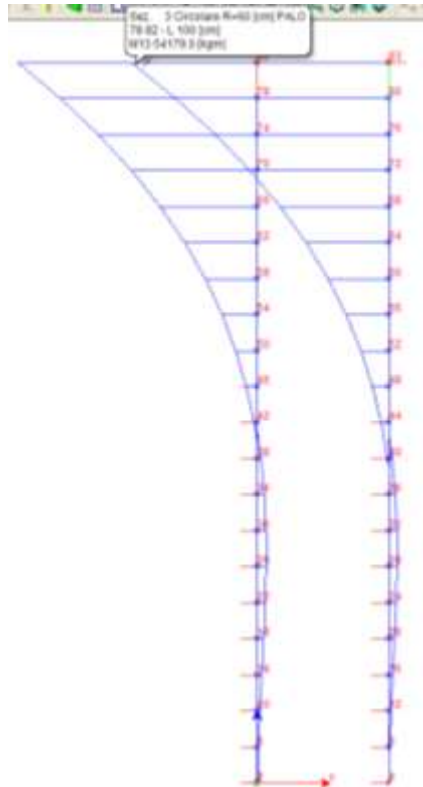


Momento massimo sulla trave di fondazione

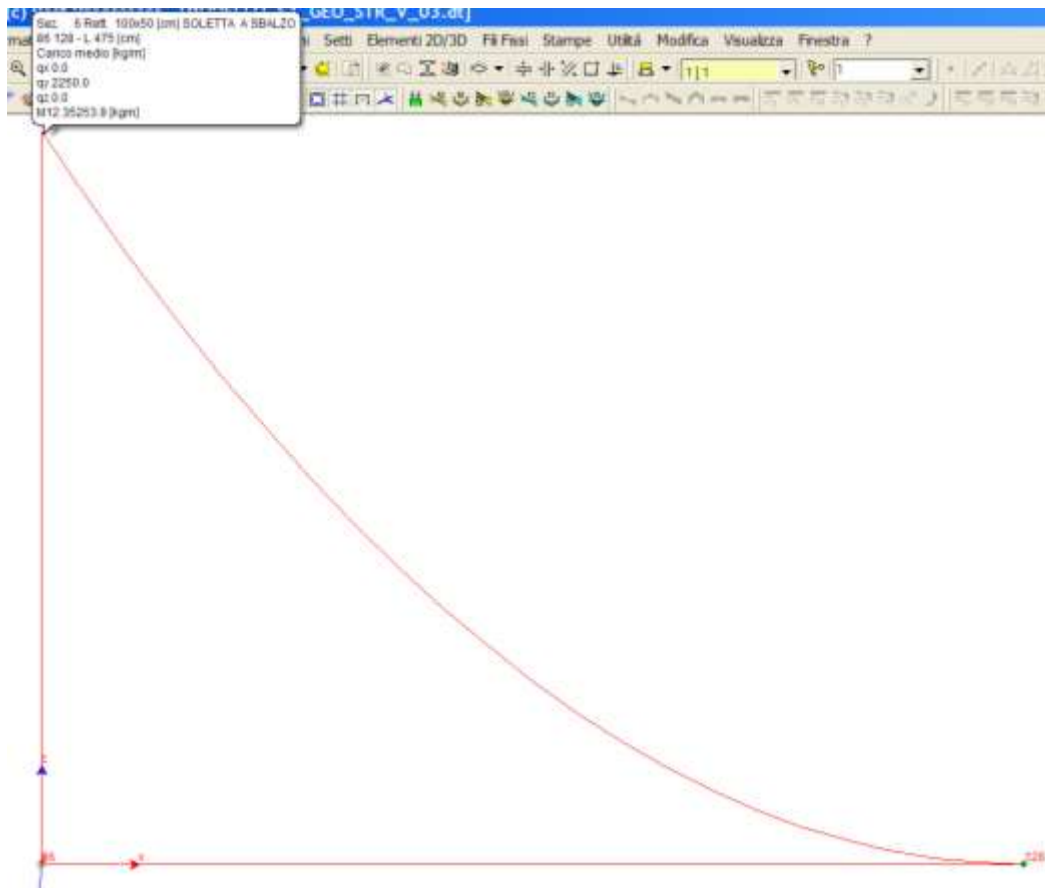


prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sui pali



Momento massimo soletta a sbalzo



prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

27 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 3.40 m si ha:

PALO	N [daN]	M [daNm]
Combo 6	163286 [compres]	178874
Combo 3	105516 [compres]	- 240295

PARETE BASE sp. 70 cm – fino a quota 3.00 dall'estradosso della fondazione

PARETE	N [daN]	M [daNm]
Combo 3	30890[compres]	28254
Combo 6	27113 [compres]	- 36732

PARETE SOMMITA' sp. 70 cm – dall'estradosso della fondazione a 3,00 m

PARETE	N [daN]	M [daNm]
Combo 3a	30890 [compres]	28255
Combo 3b	20796 [compres]	36955

PLATEA DI FONDAZIONE

PLATEA	N [daN]	M [daNm]
Combo 3a	23951 [compres]	51487
Combo 6	11616 [compres]	-60848
Combo 3b	11747 [compres]	71051

SOLETTA A SBALZO

SOLETTA	N [daN]	M [daNm]
Combo 3	0	35254

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

28 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

28.1 PALO

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	60.00	0.00
2	58.85	-11.71
3	55.43	-22.96
4	49.89	-33.33
5	42.43	-42.43
6	33.33	-49.89
7	22.96	-55.43
8	11.71	-58.85
9	0.00	-60.00
10	-11.71	-58.85
11	-22.96	-55.43
12	-33.33	-49.89
13	-42.43	-42.43
14	-49.89	-33.33
15	-55.43	-22.96
16	-58.85	-11.71
17	-60.00	0.00
18	-58.85	11.71
19	-55.43	22.96
20	-49.89	33.33
21	-42.43	42.43
22	-33.33	49.89
23	-22.96	55.43
24	-11.71	58.85
25	0.00	60.00
26	11.71	58.85
27	22.96	55.43
28	33.33	49.89
29	42.43	42.43
30	49.89	33.33
31	55.43	22.96

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

32 58.85 11.71

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	26.0	53.15	0.00
2	26.0	51.04	14.69
3	26.0	44.87	28.20
4	26.0	35.15	39.42
5	26.0	22.67	47.44
6	26.0	8.42	51.62
7	26.0	-6.42	51.62
8	26.0	-20.67	47.44
9	26.0	-33.15	39.42
10	26.0	-42.87	28.20
11	26.0	-49.04	14.69
12	26.0	-51.15	0.00
13	26.0	-49.04	-14.69
14	26.0	-42.87	-28.20
15	26.0	-33.15	-39.42
16	26.0	-20.67	-47.44
17	26.0	-6.42	-51.62
18	26.0	8.42	-51.62
19	26.0	22.67	-47.44
20	26.0	35.15	-39.42
21	26.0	44.87	-28.20
22	26.0	51.04	-14.69

- Combinazione di Carico: 3

Azione	Sd	Sr
N	-105516.0	-105766.5 [kg]
Mx	-240295.0	-240865.4 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=1.00

- Combinazione di Carico: 6

Azione	Sd	Sr
---------------	-----------	-----------

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

N -163286.0 -256744.7 [kg]
Mx 178874.0 281254.7 [kgm]
My 0.0 -0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.64

28.2 PARETE BASE

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	70.00
3	100.00	70.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	20.0	8.00	62.00
2	20.0	22.00	62.00
3	20.0	36.00	62.00
4	20.0	50.00	62.00
5	20.0	64.00	62.00
6	20.0	78.00	62.00
7	20.0	92.00	62.00
8	16.0	92.00	8.00
9	16.0	78.00	8.00
10	16.0	64.00	8.00
11	16.0	50.00	8.00
12	16.0	36.00	8.00
13	16.0	22.00	8.00
14	16.0	8.00	8.00

- Combinazione di Carico: 3

Azione	Sd	Sr
N	-30890.0	-50519.2 [kg]
Mx	28254.0	46208.2 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.61

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

- Combinazione di Carico: 6

Azione	Sd	Sr
N	-27113.0	-45416.9 [kg]
Mx	-36732.0	-61529.7 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.60

28.3 PARETE SOMMITA'

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	70.00
3	100.00	70.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	16.0	8.00	62.00
2	16.0	22.00	62.00
3	16.0	36.00	62.00
4	16.0	50.00	62.00
5	16.0	64.00	62.00
6	16.0	78.00	62.00
7	16.0	92.00	62.00
8	20.0	92.00	8.00
9	20.0	78.00	8.00
10	20.0	64.00	8.00
11	20.0	50.00	8.00
12	20.0	36.00	8.00
13	20.0	22.00	8.00
14	20.0	8.00	8.00

- Combinazione di Carico: 3a

Azione	Sd	Sr
N	-30890.0	-76728.5 [kg]

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Mx 28255.0 70183.4 [kgm]

My 0.0 0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.40

- Combinazione di Carico: 3b

Azione Sd Sr

N -20796.0 -32569.4 [kg]

Mx 36955.0 57876.6 [kgm]

My 0.0 0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.64

28.4 PLATEA

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice x y

1 0.00 0.00

2 0.00 150.00

3 100.00 150.00

4 100.00 0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro ø x y

1 18.0 7.00 143.00

2 18.0 21.33 143.00

3 18.0 35.67 143.00

4 18.0 50.00 143.00

5 18.0 64.33 143.00

6 18.0 78.67 143.00

7 18.0 93.00 143.00

8 18.0 93.00 7.00

9 18.0 78.67 7.00

10 18.0 64.33 7.00

11 18.0 50.00 7.00

12 18.0 35.67 7.00

13 18.0 21.33 7.00

14 18.0 7.00 7.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

- Combinazione di Carico: 3a

Azione	Sd	Sr
N	-23951.0	-63029.4 [kg]
Mx	51487.0	135493.0 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.38

- Combinazione di Carico: 6

Azione	Sd	Sr
N	-11616.0	-20344.1 [kg]
Mx	-60848.0	-106568.4 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.57

- Combinazione di Carico: 3b

Azione	Sd	Sr
N	-11747.0	-17271.0 [kg]
Mx	71051.0	104462.4 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.68

28.5 SOLETTA A SBALZO

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	50.00
3	100.00	50.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	24.0	93.00	7.00
2	24.0	78.67	7.00
3	24.0	64.33	7.00
4	24.0	50.00	7.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

5	24.0	35.67	7.00
6	24.0	21.33	7.00
7	24.0	7.00	7.00
8	16.0	7.00	43.00
9	16.0	21.33	43.00
10	16.0	35.67	43.00
11	16.0	50.00	43.00
12	16.0	64.33	43.00
13	16.0	78.67	43.00
14	16.0	93.00	43.00

- Combinazione di Carico: 3

Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[kg]
Mx	35254.0	46417.0	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.76

MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 2

Le verifiche STR e GEO vengono effettuate considerando l'**approccio 2**, ovvero un'unica combinazione di carico **A1+M1+R3**.

29 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Per effettuare il dimensionamento della struttura è stata realizzata una modellazione con il codice di calcolo WinStrand 2010-031 prodotto da En.Ex.Sys s.r.l. via Tizzano 46/2, 40033 Casalecchio di Reno (BO).

La struttura è stata schematizzata con un modello piano composto da elementi bidimensionali di tipo FRAME:

- elementi verticali "pilastro": Sez. 1 - Muro di base di sezione in ca 50x100 cm, Sez. 2 - Muro di sommità, dall'estradosso della fondazione a quota 3,27 m, di sezione in ca 50x100 cm;

Il modello è sottoposto ai carichi statici previsti dalla normativa vigente, per quanto riguarda l'azione sismica è stata valutata con metodo pseudo statico (par. 7.11.6.2.1 NTC08).

Il vincolamento esterno è simulato dalla presenza della trave di fondazione, per mezzo di un elemento beam di sezione 6,80x1,00 m; la quale è vincolata all'esterno attraverso due aste di lunghezza 15 m, che simulano i due pali. Lungo l'asse dei pali ad interasse di un metro sono disposte delle molle orizzontali che simulano la presenza del terreno, il quale è caratterizzato da una costante di sottofondo orizzontale pari a 5 kg/cm³, supposta costante al variare della profondità. Per la valutazione delle caratteristiche geometriche di una molla che simulasse correttamente il comportamento del terreno è stata imposta l'uguaglianza tra la sua deformazione assiale e quella del terreno, sotto l'azione di una forza unitaria. Le molle sono state vincolate all'esterno con degli incastri ed è stato imposto un comportamento a biella.

Modellazione dei materiali

I materiali sono considerati con comportamento elastico lineare in particolare:

Cls armato pali	$E_c = 315\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$
Cls armato fondazione e parete	$E_c = 336\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$
Acciaio	$E_a = 2\,100\,000 \text{ daN/cm}^2$

Tipo di analisi

Le strutture sono state sottoposte ad una analisi statica con elementi tipo FRAME e alla verifica con il metodo degli stati limite.

30 ANALISI DEI CARICHI

Peso Proprio (P₁):

Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di ca pari a:	2500 daN/m ³
Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di acciaio pari a:	7850 daN/m ³

Spinte laterali del terreno sulla parete (P₂)

Assumendo per il terreno a tergo della parete $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $c = 0,0$; $\varphi = 30^\circ$ ed in ipotesi di spinta attiva ($k_a = 0,333$) si ricava un carico lineare con distribuzione triangolare con vertice in alto i cui valori sono calcolati con la seguente relazione: $\sigma = \gamma \cdot h \cdot k_a$.

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

$z = 0$	$\sigma = 0$
$z = -3,00 \text{ m}$	$\sigma = 1800 \text{ daN/mq}$
$z = -4.75 \text{ m}$	$\sigma = 2850 \text{ daN/mq}$

Peso Portato (P_3):

Carico permanente dovuto al rivestimento (pietra sp. 30 cm) considerando un peso per unità di volume pari a	2000 daN/m ³
---	-------------------------

Azioni sismiche (P_4 - P_5 – P_7)

Le azioni sismiche vengono valutate con analisi pseudo statica mediante metodi dell'equilibrio limite , come previsto nel par.7.11.6.2.1 delle NTC 08.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nel nostro caso, a favore di sicurezza, si suppone:

- il coefficiente $\beta_m = 1,00$;
- l'incremento di spinta dovuta al sisma applicato a metà altezza del muro.

2		Zona sismica
B		Categoria del suolo
T2		Categoria topografica
$V_T \geq$	50 anni	Vita nominale della struttura
$C_u =$	1.5	Coefficiente d'uso – Classe d'uso: III
a_g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long. 12,523762 °]
F_0 [SLV]	2,467	Valore massimo fattore amplificazione Spettro accelerazione orizzontale
T_c^* [SLV]	0,321	Periodo inizio tratto velocità costante Spettro accelerazione orizzontale
$S_T =$	1.2	Coefficiente di amplificazione topografica
$S_S =$	1.42	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	0.322 g	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β_m	1.00	Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.322	[Coefficiente sismico per sisma orizzontale]

k_v	0.161	[Coefficiente sismico per sisma verticale]
-------------------------	--------------	--

Valutazione dei pesi:

Parete in c.a. sp. 0,50 m $W = 5,10$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Rivestimento 0,60 t/mq $W = 2,40$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Da cui si ricava:

Spinta orizzontale $S_{oizr} = 2,42$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Spinta verticale $S_{vert} = 1,21$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Pertanto il carico lineare uniformemente distribuito da applicare nel modello è:

$q_{oriz} = 0,510$ t al metro lineare di parete (in profondità)

$q_{vert} = 0,255$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Sovraccarico sommitale (P_δ):

Si ipotizza un sovraccarico sulla soletta a sbalzo a monte di 1000 daN/mq.

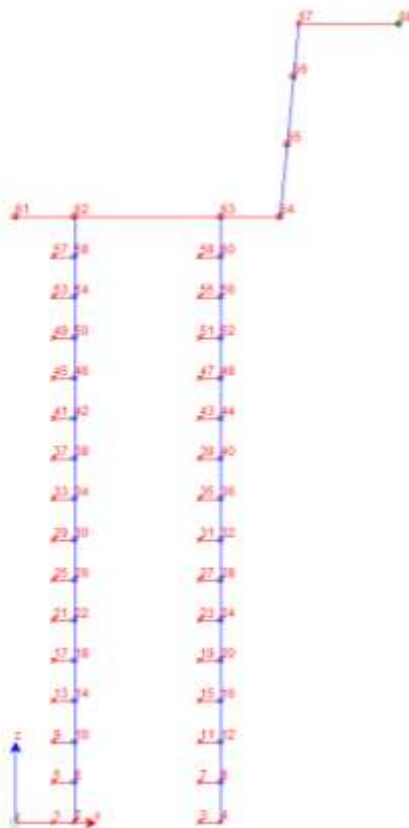
Al modello si applica un sovraccarico uniforme lineare sulla soletta di 1000 daN/ml, inoltre in ipotesi di spinta attiva ($k_a = 0,333$) si ricava un carico orizzontale lungo la parete del muro lineare uniforme, dovuto al sovraccarico di :

$S_{sovr} = 333$ daN al metro lineare di parete (in profondità)

Applicato in sommità per i primi tre metri di altezza.

31 MODELLO STRUTTURALE

31.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



31.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati in vario modo al fine di ottenere le situazioni più svantaggiose per la struttura.

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	Q_SOMMITA'	SISMA VER -
1	1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,
2	2	1,	1,	1,5	0,	0,	0,	0,
3	3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	1,5	0,
4	S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,6	0,
5	S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,6	0,
6	S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,6	1,

31.3 RISULTATI DELL'ANALISI

MODELLI_DI_CALCOLO\TIPOLOGIA_F\TIPOLOGIA_F2\MODELLO_F2_GEO_STR_V_03.dt

Pilastro Sezione numero 1 Rett. Muro di base

Sforzo normale	Min asta 65 66 4104.9 [kg]	Comb. 1	Max asta 64 65 22080.0 [kg]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 64 65 -8532.0 [kg]	Comb. 4	Max asta 65 66 22.9 [kg]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 65 66 0.0 [kg]	Comb. 2	Max asta 65 66 0.0 [kg]	Comb. 3

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento torcente	Min asta 65 66 0.0 [kgm]	Comb. 2	Max asta 64 65 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 64 65 -9793.1 [kgm]	Comb. 4	Max asta 65 66 8805.8 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 65 66 0.0 [kgm]	Comb. 2	Max asta 64 65 0.0 [kgm]	Comb. 3

Pilastro Sezione numero 2 Rett. Muro di sommità

Sforzo normale	Min asta 66 67 2437.7 [kg]	Comb. 1	Max asta 66 67 10490.5 [kg]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 66 67 -787.1 [kg]	Comb. 4	Max asta 66 67 685.7 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 66 67 0.0 [kg]	Comb. 2	Max asta 66 67 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 66 67 0.0 [kgm]	Comb. 2	Max asta 66 67 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 66 67 3001.2 [kgm]	Comb. 1	Max asta 66 67 8839.7 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 66 67 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 66 67 0.0 [kgm]	Comb. 3

Pilastro Sezione numero 3 Circolare PALO

Sforzo normale	Min asta 63 60 11299.8 [kg]	Comb. 1	Max asta 63 60 34113.9 [kg]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 36 32 -2.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 14 10 1.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 63 60 -5348.1 [kg]	Comb. 3	Max asta 14 10 348.2 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 63 60 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 60 56 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 12 8 -0.0 [kgm]	Comb. 4	Max asta 36 32 3.3 [kgm]	Comb. 4
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 63 60 -21278.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 58 62 18917.5 [kgm]	Comb. 3

Trave Sezione numero 3 Rett. FONDAZIONE

Sforzo normale	Min asta 61 62 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 63 64 10363.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 61 62 -7250.0 [kg]	Comb. 6	Max asta 63 64 28450.7 [kg]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 61 62 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 62 63 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 62 63 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 63 64 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 63 64 -9793.1 [kgm]	Comb. 4	Max asta 63 64 31807.0 [kgm]	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 62 63 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 62 63 0.0 [kgm]	Comb. 3

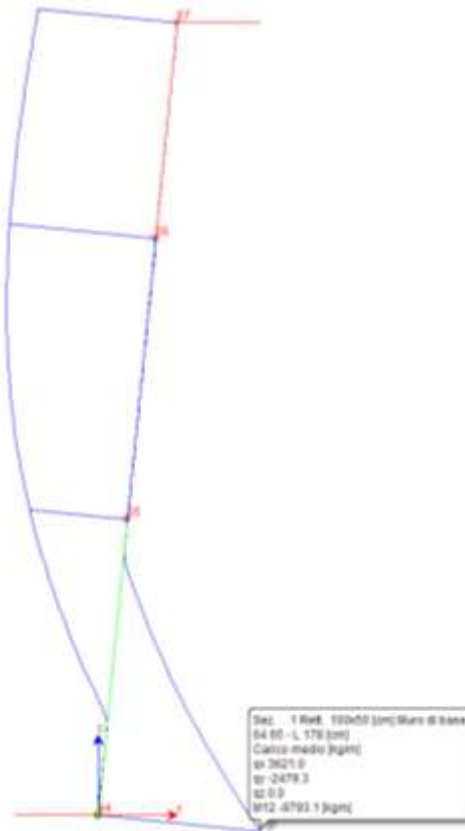
Trave Sezione numero 6 Rett. SOLETTA A SBALZO

Sforzo normale	Min asta 67 68 -0.0 [kg]	Comb. 5	Max asta 67 68 0.0 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 67 68 -0.0 [kg]	Comb. 3	Max asta 67 68 6860.0 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 67 68 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 67 68 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 67 68 0.0 [kgm]	Comb. 2	Max asta 67 68 0.0 [kgm]	Comb. 4
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 67 68 -0.0 [kgm]	Comb. 6	Max asta 67 68 8403.5 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 67 68 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 67 68 -0.0 [kgm]	Comb. 1

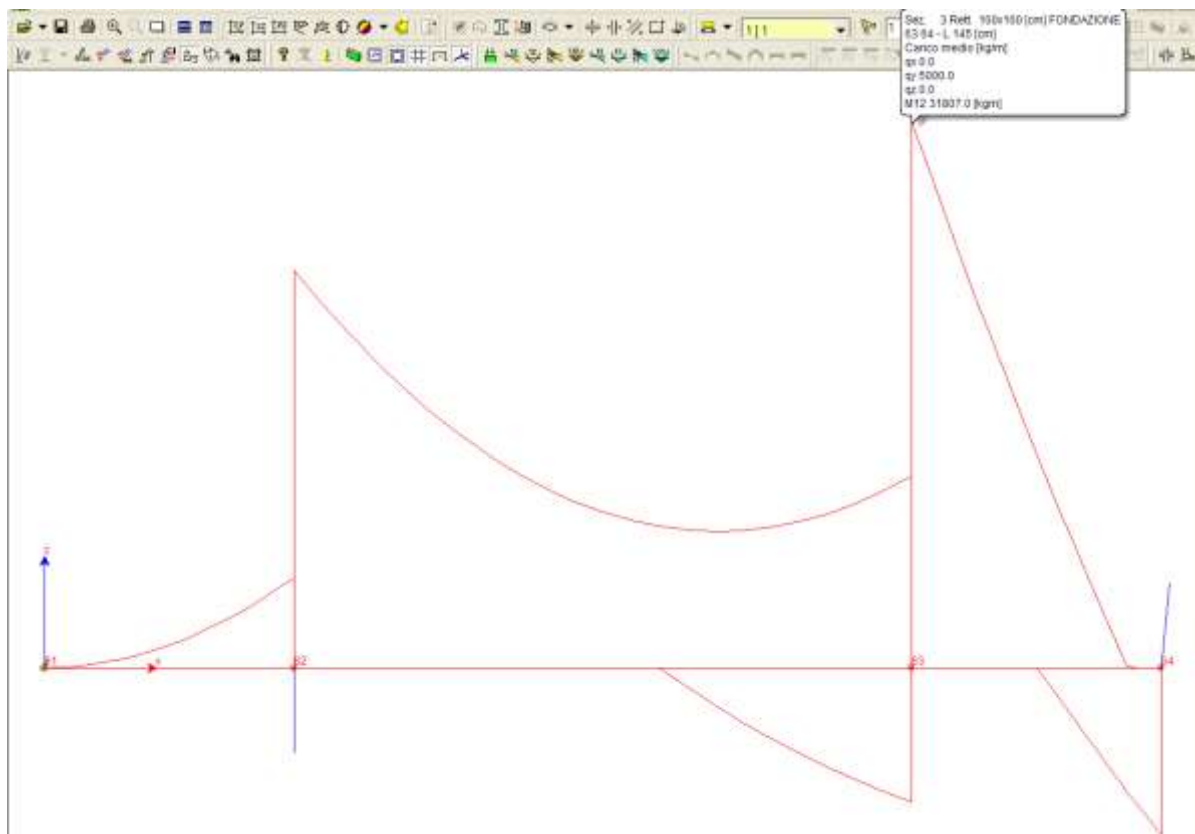
31.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sulla parete

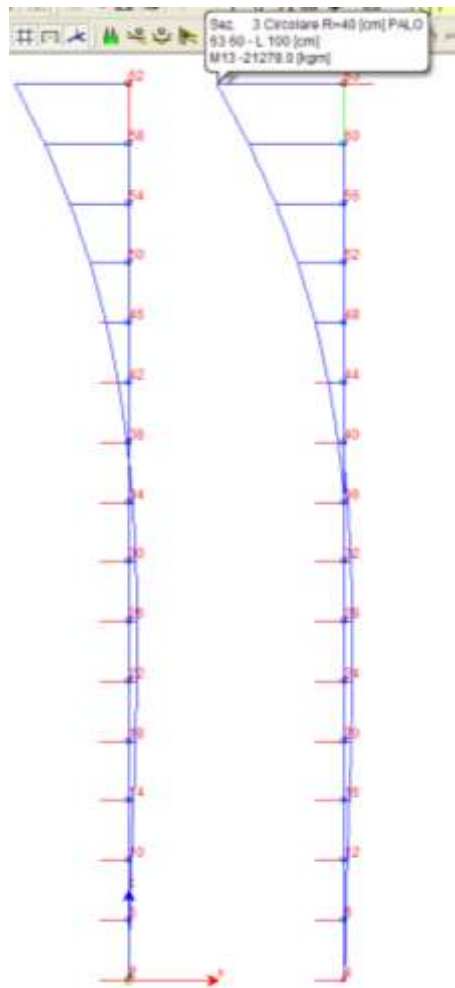


Momento massimo sulla trave di fondazione

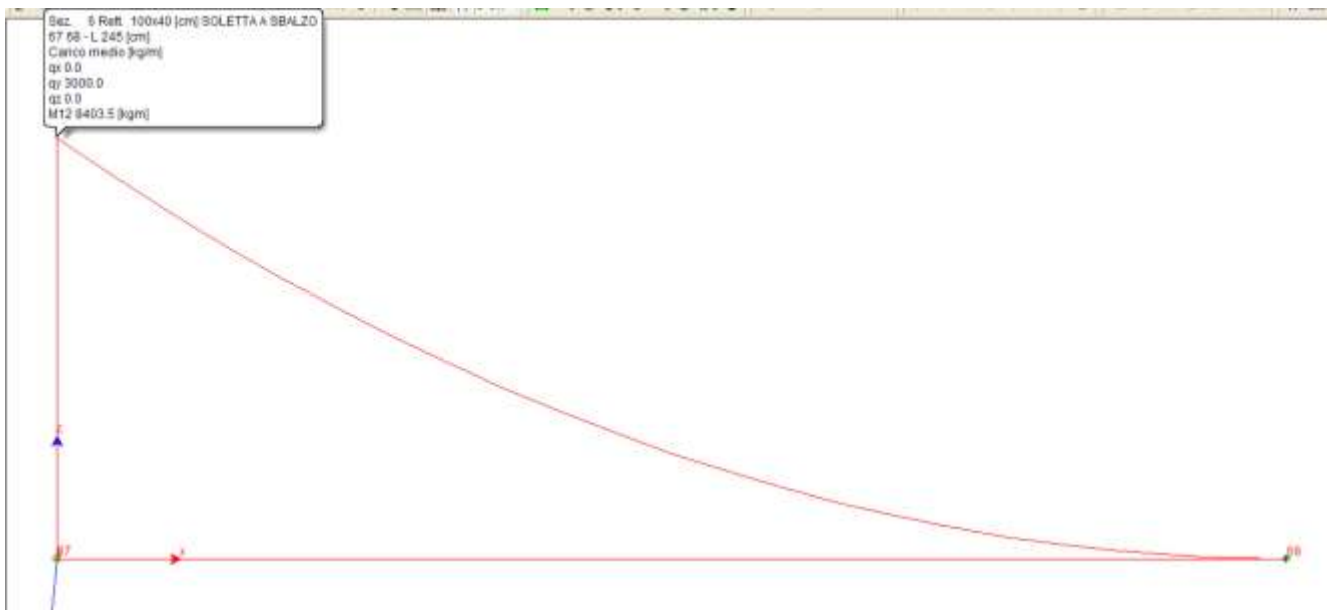


prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento massimo sui pali



Momento massimo sulla soletta a sbalzo



prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

32 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 3.00 m si ha:

PALO	N [daN]	M [daNm]
Combo 3	72238 [compres]	63834
Combo 6	102342 [compres]	61905

PARETE sp. 50 cm

PARETE	N [daN]	M [daNm]
Combo 4	13692 [compres]	-9793
Combo 3	9595 [compres]	8840
Combo 6	22080 [compres]	- 4190

PLATEA DI FONDAZIONE h = 100 cm

PLATEA	N [daN]	M [daNm]
Combo 3	10363 [compres]	26488
Combo 6	9858 [compres]	31807

SOLETTA A SBALZO

PLATEA	N [daN]	M [daNm]
Combo 3	0	8405

33 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

33.1 PALO

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	40.00	0.00
2	39.23	-7.80
3	36.96	-15.31
4	33.26	-22.22
5	28.28	-28.28

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

6	22.22	-33.26
7	15.31	-36.96
8	7.80	-39.23
9	0.00	-40.00
10	-7.80	-39.23
11	-15.31	-36.96
12	-22.22	-33.26
13	-28.28	-28.28
14	-33.26	-22.22
15	-36.96	-15.31
16	-39.23	-7.80
17	-40.00	0.00
18	-39.23	7.80
19	-36.96	15.31
20	-33.26	22.22
21	-28.28	28.28
22	-22.22	33.26
23	-15.31	36.96
24	-7.80	39.23
25	0.00	40.00
26	7.80	39.23
27	15.31	36.96
28	22.22	33.26
29	28.28	28.28
30	33.26	22.22
31	36.96	15.31
32	39.23	7.80

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	Ø	x	y
1	18.0	34.71	0.00
2	18.0	33.01	10.73
3	18.0	28.08	20.40
4	18.0	20.40	28.08
5	18.0	10.73	33.01
6	18.0	-0.00	34.71

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

7	18.0	-10.73	33.01
8	18.0	-20.40	28.08
9	18.0	-28.08	20.40
10	18.0	-33.01	10.73
11	18.0	-34.71	-0.00
12	18.0	-33.01	-10.73
13	18.0	-28.08	-20.40
14	18.0	-20.40	-28.08
15	18.0	-10.73	-33.01
16	18.0	0.00	-34.71
17	18.0	10.73	-33.01
18	18.0	20.40	-28.08
19	18.0	28.08	-20.40
20	18.0	33.01	-10.73

- Combinazione di Carico: 3

Azione	Sd	Sr
N	-72238.0	-85173.6 [kg]
Mx	63834.0	75264.7 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.85

- Combinazione di Carico: 6

Azione	Sd	Sr
N	-102342.0	-137088.3 [kg]
Mx	61905.0	82922.5 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.75

33.2 PARETE

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	50.00
3	100.00	50.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

4 100.00 0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	Ø	x	y
1	14.0	8.00	62.00
2	14.0	22.00	62.00
3	14.0	36.00	62.00
4	14.0	50.00	62.00
5	14.0	64.00	62.00
6	14.0	78.00	62.00
7	14.0	92.00	62.00
8	14.0	92.00	8.00
9	14.0	78.00	8.00
10	14.0	64.00	8.00
11	14.0	50.00	8.00
12	14.0	36.00	8.00
13	14.0	22.00	8.00
14	14.0	8.00	8.00

- Combinazione di Carico: 3

Azione	Sd	Sr
N	-9595.0	-23458.6 [kg]
Mx	8840.0	21612.7 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.41

- Combinazione di Carico: 4

Azione	Sd	Sr
N	-13692.0	-32786.5 [kg]
Mx	-9793.0	-23450.1 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.42

- Combinazione di Carico: 6

Azione	Sd	Sr
N	-22080.0	-327132.4 [kg]

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Mx -4190.0 -62078.1 [kgm]

My 0.0 -0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.07

33.3 PLATEA

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice x y

1 0.00 0.00

2 0.00 100.00

3 100.00 100.00

4 100.00 0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro ø x y

1 18.0 7.00 93.00

2 18.0 21.33 93.00

3 18.0 35.67 93.00

4 18.0 50.00 93.00

5 18.0 64.33 93.00

6 18.0 78.67 93.00

7 18.0 93.00 93.00

8 18.0 93.00 7.00

9 18.0 78.67 7.00

10 18.0 64.33 7.00

11 18.0 50.00 7.00

12 18.0 35.67 7.00

13 18.0 21.33 7.00

14 18.0 7.00 7.00

- Combinazione di Carico: 3

Azione Sd Sr

N -10363.0 -28249.5 [kg]

Mx 26488.0 72206.3 [kgm]

My 0.0 0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.37

- Combinazione di Carico: 6

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Azione	Sd	Sr
N	-9858.0	-21450.6 [kg]
Mx	31807.0	69210.7 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.46

33.4 SOLETTA A SBALZO

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	40.00
3	100.00	40.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	14.0	92.00	8.00
2	14.0	78.00	8.00
3	14.0	64.00	8.00
4	14.0	50.00	8.00
5	14.0	36.00	8.00
6	14.0	22.00	8.00
7	14.0	8.00	8.00
8	12.0	8.00	32.00
9	12.0	22.00	32.00
10	12.0	36.00	32.00
11	12.0	50.00	32.00
12	12.0	64.00	32.00
13	12.0	78.00	32.00
14	12.0	92.00	32.00

- Combinazione di Carico: 3

Azione	Sd	Sr
N	0.0	-0.0 [kg]
Mx	8405.0	13045.8 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.64

MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 3

Le verifiche STR e GEO vengono effettuate considerando l'**approccio 2**, ovvero un'unica combinazione di carico **A1+M1+R3**.

34 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Per effettuare il dimensionamento della struttura è stata realizzata una modellazione con il codice di calcolo WinStrand 2010-031 prodotto da En.Ex.Sys s.r.l. via Tizzano 46/2, 40033 Casalecchio di Reno (BO).

La struttura è stata schematizzata con un modello piano composto da elementi bidimensionali di tipo FRAME:

- elementi verticali "pilastro": Sez. 1 - Muro di base di sezione in ca 40x100 cm.

Il modello è sottoposto ai carichi statici previsti dalla normativa vigente, per quanto riguarda l'azione sismica è stata valutata con metodo pseudo statico (par. 7.11.6.2.1 NTC08).

Il vincolamento esterno è simulato dalla presenza della trave di fondazione, per mezzo di un elemento beam di sezione 6,00x1,00 m; la quale è vincolata all'esterno attraverso due aste di lunghezza 15 m, che simulano i due pali. Lungo l'asse dei pali ad interasse di un metro sono disposte delle molle orizzontali che simulano la presenza del terreno, il quale è caratterizzato da una costante di sottofondo orizzontale pari a 5 kg/cm^3 , supposta costante al variare della profondità. Per la valutazione delle caratteristiche geometriche di una molla che simulasse correttamente il comportamento del terreno è stata imposta l'uguaglianza tra la sua deformazione assiale e quella del terreno, sotto l'azione di una forza unitaria. Le molle sono state vincolate all'esterno con degli incastri ed è stato imposto un comportamento a biella.

Modellazione dei materiali

I materiali sono considerati con comportamento elastico lineare in particolare:

Cls armato pali $E_c = 315\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$

Cls armato fondazione e parete $E_c = 336\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio $E_a = 2\,100\,000 \text{ daN/cm}^2$

Tipo di analisi

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Le strutture sono state sottoposte ad una analisi statica con elementi tipo FRAME e alla verifica con il metodo degli stati limite.

35 ANALISI DEI CARICHI

Peso Proprio (P₁):

Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di ca pari a:	2500 daN/m ³
Il programma provvede al calcolo automatico di tutti gli elementi componenti il modello considerando un peso per unità di volume di acciaio pari a:	7850 daN/m ³

Spinte laterali del terreno sulla parete (P₂)

Assumendo per il terreno a tergo della parete $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $c = 0,0$; $\varphi = 30^\circ$ ed in ipotesi di spinta attiva ($k_a = 0,333$) si ricava un carico lineare con distribuzione triangolare con vertice in alto i cui valori sono calcolati con la seguente relazione: $\sigma = \gamma \cdot h \cdot k_a$.

z = 0	$\sigma = 0$
z = -2.90 m	$\sigma = 1740 \text{ daN/mq}$

Peso Portato (P₃):

Carico permanente dovuto al rivestimento (pietra sp. 30 cm) considerando un peso per unità di volume pari a	2000 daN/m ³
---	-------------------------

Azioni sismiche (P₄- P₅ – P₇)

Le azioni sismiche vengono valutate con analisi pseudo statica mediante metodi dell'equilibrio limite , come previsto nel par.7.11.6.2.1 delle NTC 08.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nel nostro caso, a favore di sicurezza, si suppone:

- il coefficiente $\beta_m = 1,00$;

- l'incremento di spinta dovuta al sisma applicato a metà altezza del muro.

2		Zona sismica
B		Categoria del suolo
T2		Categoria topografica
$V_T \geq$	50 anni	Vita nominale della struttura
$C_u =$	1.5	Coefficiente d'uso – Classe d'uso: III
a_g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long. 12,523762 °]
F_0 [SLV]	2,467	Valore massimo fattore amplificazione Spettro accelerazione orizzontale
T_c^* [SLV]	0,321	Periodo inizio tratto velocità costante Spettro accelerazione orizzontale
$S_T =$	1.2	Coefficiente di amplificazione topografica
$S_S =$	1.42	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	0.322 g	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β_m	1.00	Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.322	[Coefficiente sismico per sisma orizzontale]
k_v	0.161	[Coefficiente sismico per sisma verticale]

Valutazione dei pesi:

Parete in c.a. sp. 0,40 m $W = 2,90$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Rivestimento 0,60 t/mq $W = 1,75$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Da cui si ricava:

Spinta orizzontale $S_{oizr} = 1,50$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Spinta verticale $S_{vert} = 0,75$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Pertanto il carico lineare uniformemente distribuito da applicare nel modello è:

$q_{oriz} = 0,510$ t al metro lineare di parete (in profondità)

$q_{vert} = 0,255$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Sovraccarico sommitale (P_δ):

Si ipotizza un sovraccarico a monte di 1000 daN/mq.

Al modello si applica, in ipotesi di spinta attiva ($k_a = 0,333$), un carico orizzontale lungo la parete del muro lineare uniforme, dovuto al sovraccarico di :

$S_{sovr} = 333$ daN al metro lineare di parete (in profondità)

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Applicato in sommità per i primi tre metri di altezza.

36 MODELLO STRUTTURALE

31.5 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



31.6 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati in vario modo al fine di ottenere le situazioni più svantaggiose per la struttura.

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	Q_SOMMITA'	SISMA VER -
1	1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,
2	2	1,	1,	1,5	0,	0,	0,	0,
3	3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	1,5	0,
4	S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,6	0,
5	S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,6	0,
6	S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,6	1,

31.7 RISULTATI DELL'ANALISI

TIPOLOGIA_F\TIPOLOGIA_F3\MODELLO_F3_GEO_STR_V01.dt

Pilastro Sezione numero 1 Rett. Muro di base

Sforzo normale Min asta 84 85 -0.0 [kg] Comb. 4 Max asta 84 85 6853.9 [kg] Comb. 3

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Taglio piano 1-2	Min asta 84 85 -4188.8 [kg]	Comb. 6	Max asta 84 85 29.5 [kg]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 84 85 0.0 [kg]	Comb. 2	Max asta 84 85 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 84 85 0.0 [kgm]	Comb. 2	Max asta 84 85 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 84 85 -4878.2 [kgm]	Comb. 6	Max asta 84 85 12.9 [kgm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 84 85 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 84 85 0.0 [kgm]	Comb. 3

Pilastro Sezione numero 3 Circolare PALO

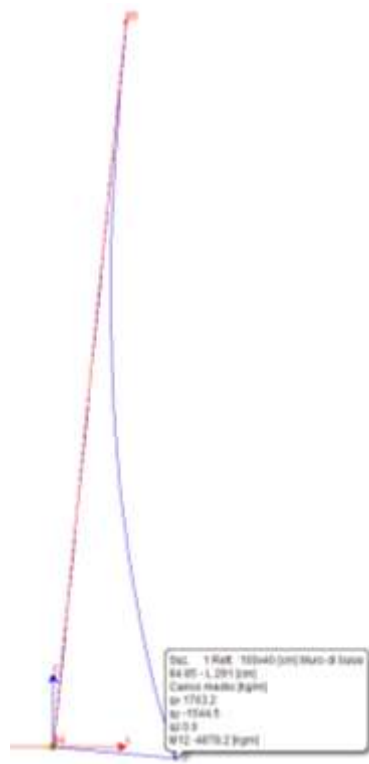
Sforzo normale	Min asta 83 80 5218.7 [kg]	Comb. 6	Max asta 78 82 13933.1 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 56 52 -0.8 [kg]	Comb. 3	Max asta 34 30 0.5 [kg]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 83 80 -2419.5 [kg]	Comb. 3	Max asta 34 30 167.0 [kg]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 83 80 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 80 76 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 22 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 56 52 1.8 [kgm]	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 83 80 -9315.2 [kgm]	Comb. 3	Max asta 78 82 8696.5 [kgm]	Comb. 3

Trave Sezione numero 3 Rett. FONDAZIONE

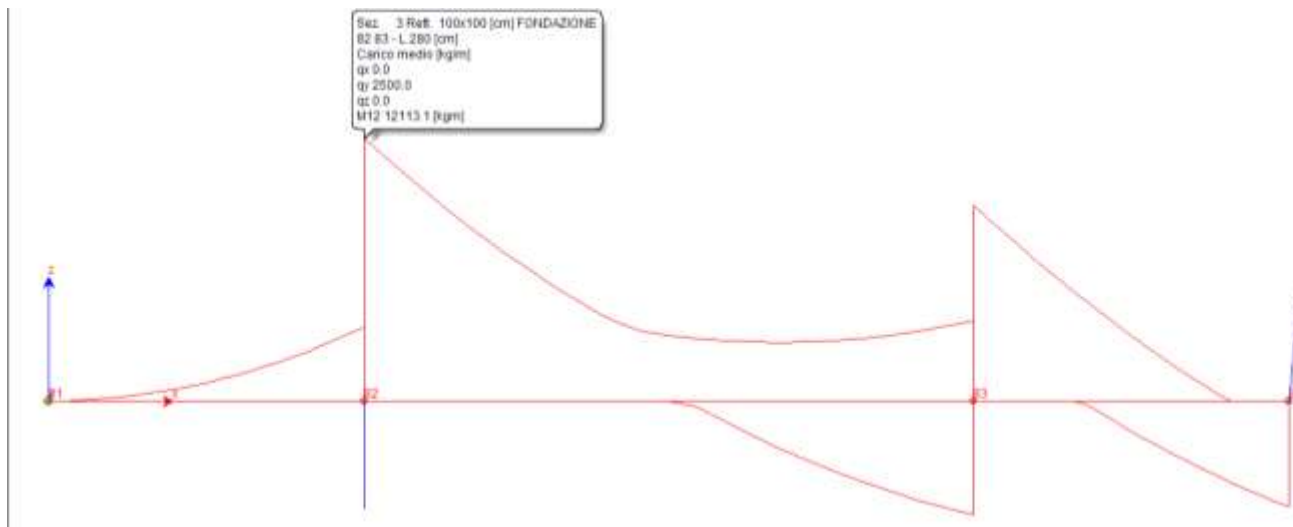
Sforzo normale	Min asta 81 82 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 83 84 4751.4 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 81 82 -4712.5 [kg]	Comb. 3	Max asta 83 84 11123.5 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 81 82 -0.0 [kg]	Comb. 6	Max asta 82 83 0.0 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 82 83 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 83 84 0.0 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 82 83 -5241.7 [kgm]	Comb. 6	Max asta 82 83 12113.1 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 82 83 -0.0 [kgm]	Comb. 3	Max asta 82 83 0.0 [kgm]	Comb. 3

31.8 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

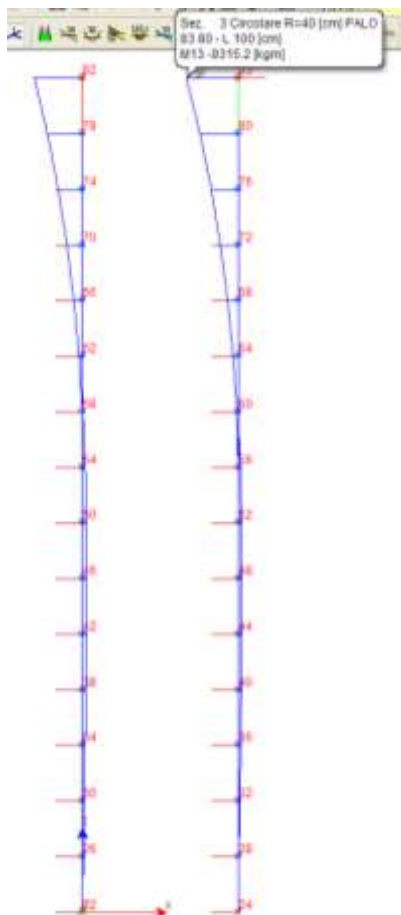
Momento massimo sulla parete



Momento massimo sulla trave di fondazione



Momento massimo sui pali



37 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 5.10 m si ha:

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

PALO	N [daN]	M [daNm]
Combo 3a	71058 [compres]	44355
Combo 3b	56115 [compres]	-47507

PARETE sp. 40 cm

PARETE	N [daN]	M [daNm]
Combo 6	4360 [compres]	- 4880

PLATEA DI FONDAZIONE h = 100 cm

PLATEA	N [daN]	M [daNm]
Combo 3a	4752 [compres]	8350
Combo 3b	2332 [compres]	12113

38 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

38.1 PALO

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y	σ
1	40.00	0.00	0.0
2	39.23	-7.80	-73.9
3	36.96	-15.31	-123.8
4	33.26	-22.22	-141.4
5	28.28	-28.28	-141.7
6	22.22	-33.26	-141.7
7	15.31	-36.96	-141.7
8	7.80	-39.23	-141.7
9	0.00	-40.00	-141.7
10	-7.80	-39.23	-141.7
11	-15.31	-36.96	-141.7
12	-22.22	-33.26	-141.7
13	-28.28	-28.28	-141.7
14	-33.26	-22.22	-141.4
15	-36.96	-15.31	-123.8
16	-39.23	-7.80	-73.9

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

17	-40.00	0.00	0.0
18	-39.23	7.80	0.0
19	-36.96	15.31	0.0
20	-33.26	22.22	0.0
21	-28.28	28.28	0.0
22	-22.22	33.26	0.0
23	-15.31	36.96	0.0
24	-7.80	39.23	0.0
25	0.00	40.00	0.0
26	7.80	39.23	0.0
27	15.31	36.96	0.0
28	22.22	33.26	0.0
29	28.28	28.28	0.0
30	33.26	22.22	0.0
31	36.96	15.31	0.0
32	39.23	7.80	0.0

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	ø	x	y
1	18.0	34.71	0.00
2	18.0	33.01	10.73
3	18.0	28.08	20.40
4	18.0	20.40	28.08
5	18.0	10.73	33.01
6	18.0	-0.00	34.71
7	18.0	-10.73	33.01
8	18.0	-20.40	28.08
9	18.0	-28.08	20.40
10	18.0	-33.01	10.73
11	18.0	-34.71	-0.00
12	18.0	-33.01	-10.73
13	18.0	-28.08	-20.40
14	18.0	-20.40	-28.08
15	18.0	-10.73	-33.01
16	18.0	0.00	-34.71
17	18.0	10.73	-33.01
18	18.0	20.40	-28.08

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

19 18.0 28.08 -20.40

20 18.0 33.01 -10.73

- Combinazione di Carico: 3°

Azione	Sd	Sr	
N	-71058.0	-131681.6	[kg]
Mx	44355.0	82196.7	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.54

- Combinazione di Carico: 3b

Azione	Sd	Sr	
N	-56115.0	-89771.6	[kg]
Mx	-47507.0	-76000.7	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.63

38.2 PARETE

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	40.00
3	100.00	40.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	ø	x	y
1	12.0	92.00	8.00
2	12.0	78.00	8.00
3	12.0	64.00	8.00
4	12.0	50.00	8.00
5	12.0	36.00	8.00
6	12.0	22.00	8.00
7	12.0	8.00	8.00
8	14.0	8.00	32.00
9	14.0	22.00	32.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

10	14.0	36.00	32.00
11	14.0	50.00	32.00
12	14.0	64.00	32.00
13	14.0	78.00	32.00
14	14.0	92.00	32.00

- Combinazione di Carico: 3

Azione	Sd	Sr
N	-4360.0	-13529.9 [kg]
Mx	-4880.0	-15143.5 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.32

38.3 PLATEA

Coordinate sezione in calcestruzzo

Vertice	x	y
1	0.00	0.00
2	0.00	100.00
3	100.00	100.00
4	100.00	0.00

Coordinate e diametro ferri di armatura

Ferro	∅	x	y
1	18.0	7.00	93.00
2	18.0	21.33	93.00
3	18.0	35.67	93.00
4	18.0	50.00	93.00
5	18.0	64.33	93.00
6	18.0	78.67	93.00
7	18.0	93.00	93.00
8	18.0	93.00	7.00
9	18.0	78.67	7.00
10	18.0	64.33	7.00
11	18.0	50.00	7.00
12	18.0	35.67	7.00
13	18.0	21.33	7.00
14	18.0	7.00	7.00

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

- Combinazione di Carico: 3a

Azione	Sd	Sr
N	-4752.0	-45347.6 [kg]
Mx	8350.0	79682.8 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.10

- Combinazione di Carico: 3b

Azione	Sd	Sr
N	-2332.0	-12567.3 [kg]
Mx	12113.0	65277.6 [kgm]
My	0.0	0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.19

MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 4

Viene realizzato come il muro tipologia F tratto 2, poiché presenta stesso spessore della parete, ma con una altezza del muro e larghezza della soletta a sbalzo inferiori.

SOLETTA A SBALZO SU MURO ESISTENTE

SEZ. 55A - SEZ. 60

Il muro esistente è stato oggetto di una richiesta di autorizzazione presentata dalla Regione Umbria con protocollo n. 278674 del 02/07/2013 e rilasciata con protocollo n. 298321 del 12/07/2013.

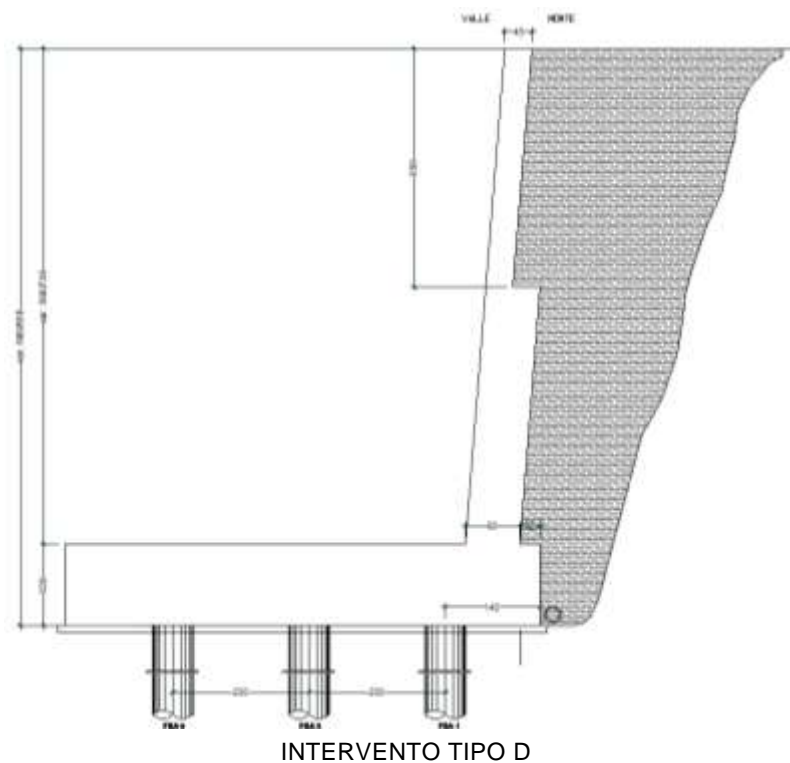
Si riporta qui di seguito la verifica del muro allegata alla autorizzazione citata.

39 MURO ESISTENTE: INTERVENTO TIPO D

L'intervento autorizzato consiste nella realizzazione di un muro di altezza variabile da un minimo di 5.60 m a un massimo di 7.30 m. Lo spessore della parete sarà di 80 cm nella parte inferiore per un'altezza variabile, mentre la porzione superiore, dello spessore di 40 cm, avrà altezza costante pari a 3.50 m. Il paramento esterno presenta una inclinazione sulla verticale di circa 5°. La fondazione è costituita da una platea di larghezza variabile e altezza 1,20 m fondata su pali

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

del diametro di 60 cm e lunghezza 15,00 m, posti ad interasse trasversale e longitudinale di 2,00 m.



Nel modello di calcolo è stato applicato un sovraccarico stradale di 500 daN/m, che si ritiene essere congruo per l'uso che viene fatto delle strade e in considerazione del fatto che entrambe sono chiuse al traffico.

In particolare la strada posta a monte è un accesso privato a dei garage e presenta una larghezza tale da consentire il transito di un solo veicolo alla volta, per quanto riguarda la strada al piede viene utilizzata solo per la manutenzione.

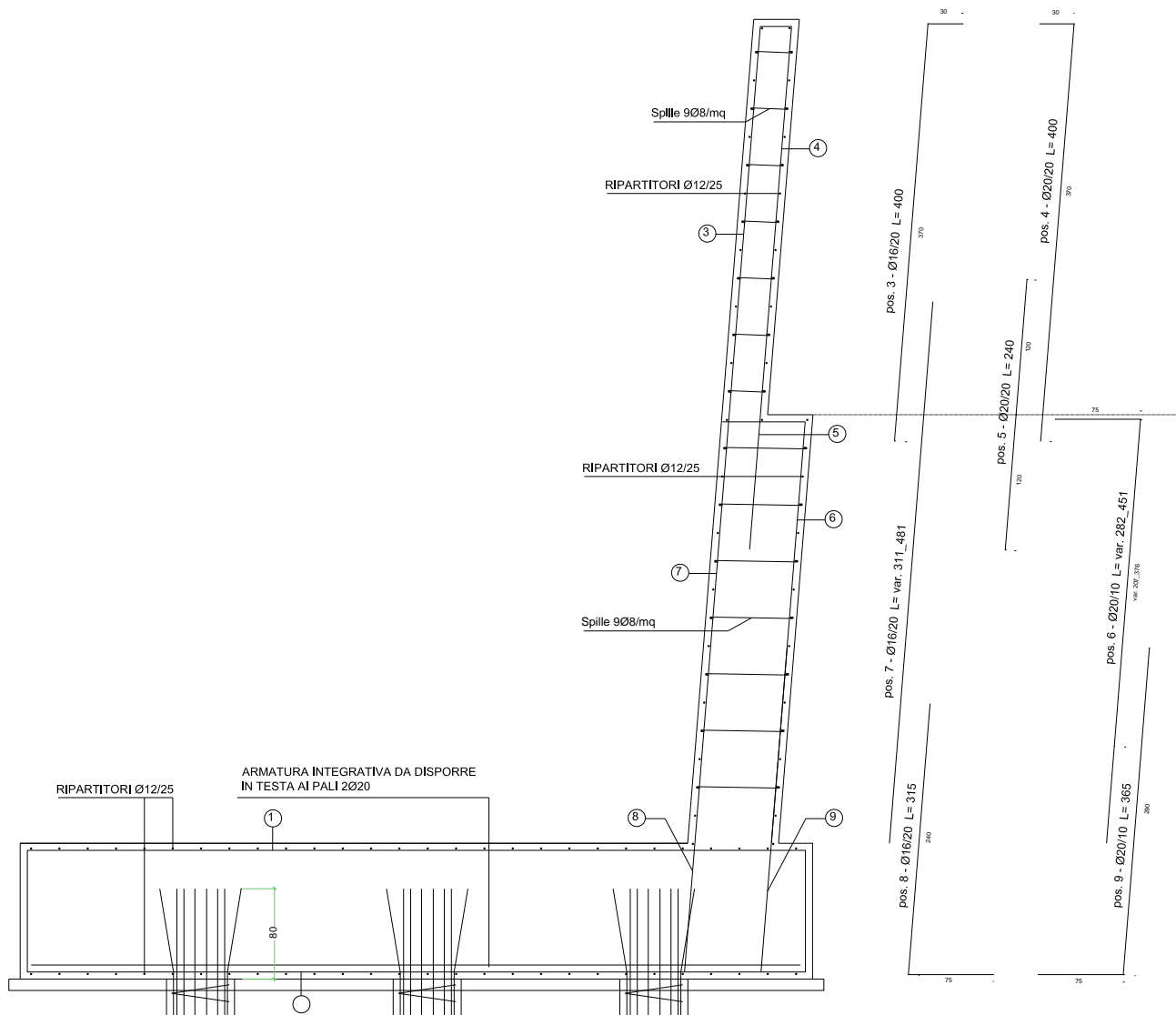
I momenti di verifica del muro nelle due sezioni significative erano:

- Sezione di base $M = 85470 \text{ daNm}$
- Sezione a quota – 3.50 m $M = 18050 \text{ daNm}$

Si allega il disegno dell'armatura del muro.

LATO VALLE

LATO TERRA



40 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

Il progetto prevede la demolizione di una parte della parete e la realizzazione di un percorso pedonale a sbalzo dal muro esistente.

La parete in sommità viene demolita per una altezza di 1.15 m e viene realizzata una soletta a sbalzo della larghezza media di 2.40 m e spessore 40 cm.

Considerando un modello di calcolo di trave incastrata sul muro esistente e un sovraccarico di 1000 daN/mq (per uniformità con gli altri muri), con i fattori amplificativi dei carichi delle NTC08, si ottengono i seguenti valori delle sollecitazioni:

$$M = - 8460 \text{ daNm}$$

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Questo momento flettente tende le fibre della parete poste sul lato di valle; pertanto, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, questo momento si va a sottrarre a quello valutato nella modellazione oggetto della citata autorizzazione.

Le sollecitazioni di verifica sono le seguenti:

- Sezione di base $M = 77010$ daNm – comb. 8 - AUTOMATICAMENTE VERIFICATA
- Sezione a quota – 3.50 m $M = 9590$ daNm - comb. 8 – AUTOMATICAMENTE VERIFICATA

A queste sezioni si aggiunge la verifica della sezione di sommità avente una sollecitazione massima $M = -8460$ daNm che tende le fibre poste sul lato di valle del muro:

Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[kg]
Mx	-8460.0	-12567.3	[kgm]
My	0.0	0.0	[kgm]

Sd/Sr=0.67

- Tensioni massime riscontrate

CALCESTRUZZO

Vertice	x	y	σ	Epsilon (x1000)	Sezione 0
1	0.00	0.00	-135.6	-1.6	
2	0.00	40.00	0.0	11.7	
3	100.00	40.00	0.0	11.7	
4	100.00	0.00	-135.6	-1.6	

ACCIAIO

Ferro	\emptyset	x	y	σ	Epsilon (x1000)
1	20.0	95.00	5.00	126.9	0.1
2	20.0	72.50	5.00	126.9	0.1

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

3	20.0	50.00	5.00	126.9	0.1
4	20.0	27.50	5.00	126.9	0.1
5	20.0	5.00	5.00	126.9	0.1
6	16.0	5.00	35.00	3739.1	10.0
7	16.0	27.50	35.00	3739.1	10.0
8	16.0	50.00	35.00	3739.1	10.0
9	16.0	72.50	35.00	3739.1	10.0
10	16.0	95.00	35.00	3739.1	10.0

41 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

I pali presentano un diametro di 60 cm e una lunghezza di 15,00 m, sono inseriti interamente nell'UNITA' DI ACQUASPARTA INALTERATA.

PORTANZA DI PROGETTO		Rc,k = 83907 daN		
		Rt,k = -57855 daN		
Geometria pali				
L [m] =	15,00	Lunghezza		
d _{foro} [mm] =	600,00	Diametro perforazione		
P _{palo} =	10598	daN		
VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri medi				
1 - U.A. ALTERATA		2 -		
Spess. [ΔH m]	15,00	Spess. [ΔH m]	0,00	
φ [°]=	28	φ [°]=		
γ [daN/mc]=	2050	γ [daN/mc]=		
c [daN/cm ²]=	0	c [daN/cm ²]=		
k =	0,40	k =	0,50	
μ =	0,53	μ =	0,00	
z [m] =	7,50	z [m] =	15,00	
Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche				
TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO				
Q _{im} =	$\sum (\Delta L \times \Delta H \times \tau)$			
ΔL	$\pi \times d_{\text{foro}}$	Circonferenza micropalo		
τ =	$k \times \sigma_v \times \mu$	resistenza di attrito tangenziale		
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo			
μ =	$\tan \varphi$	Coefficiente di attrito		
NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO				

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

STRATO 1	86294 daN			
STRATO 2	0 daN	R_{d,lat} trazione=	-46023 daN	
STRATO 3	0 daN	R_{d,lat} compres=	50025 daN	
TOT.	86294 daN			

Carico limite verticale DI PUNTA

Q _{lim} =	$\sum (N_c \times c + N_q \times \sigma_v) \times A$			
φ'_1 [°]=	25	φ'_2 [°]=	-3	
Nc1 =	18,2	Nc2 =	0	
Nq1 =	10,7	Nq2 =	0	
φ'_3 [°]=	-3			
Nc3 =	0			
Nq3 =	0			
STRATO 1	92982 daN			
STRATO 2	0 daN			
STRATO 3	0 daN	R_{d,punta}=	45917 daN	
TOT.	92982 daN			

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri minimi

1 - U.A. ALTERATA		2 -	
Spess. [ΔH m]	15,00	Spess. [ΔH m]	0,00
φ [°]=	26	φ [°]=	
γ [daN/mc]=	2050	γ [daN/mc]=	
c [daN/cm ²]=	0	c [daN/cm ²]=	
k =	0,40	k =	0,50
μ =	0,49	μ =	0,00
z [m] =	7,50	z [m] =	15,00

Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche

TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO	
Q _{lim} =	$\sum (\Delta L \times \Delta H \times \tau)$
ΔL	$\pi \times d_{\text{foro}}$ Circonferenza micropalo
τ =	$k \times \sigma_v \times \mu$ resistenza di attrito tangenziale
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo
μ =	$\tan \varphi$ Coefficiente di attrito

NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO

STRATO 1	79156 daN		
STRATO 2	0 daN	R_{d,lat} trazione=	-47258 daN
STRATO 3	0 daN	R_{d,lat} compres=	51367 daN
TOT.	79156 daN		

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Carico limite verticale DI PUNTA					
$Q_{lim} =$	$\Sigma (N_c \times c + N_q \times \sigma_v) \times A$				
$\varphi'_1 [^\circ] =$	23		$\varphi'_2 [^\circ] =$	-3	
Nc1 =	16,4		Nc2 =	0	
Nq1 =	8,98		Nq2 =	0	
$\varphi'_3 [^\circ] =$	-3				
Nc3 =	0				
Nq3 =	0				
STRATO 1	78036	daN			
STRATO 2	0	daN			
STRATO 3	0	daN	$R_{d,punta} =$	43138	daN
TOT.	78036	daN			

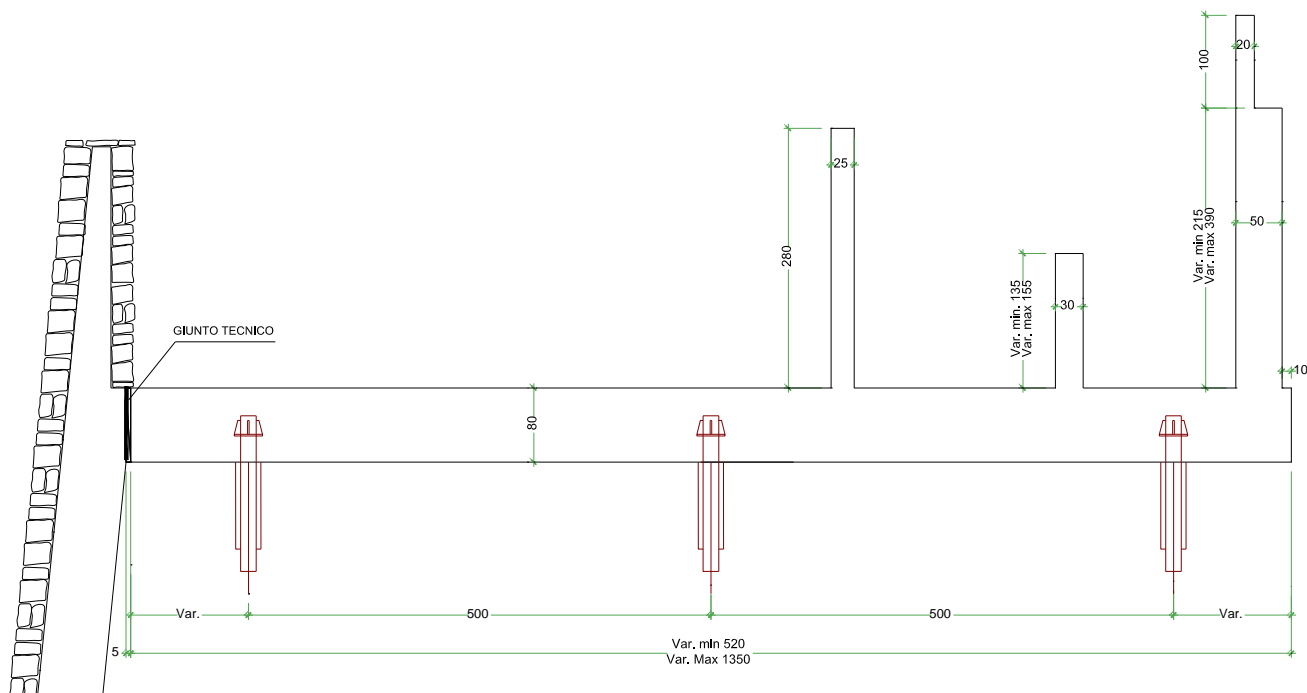
Per effetto dell'inserimento della soletta a sbalzo si ottiene una decompressione del palo posto a valle e un incremento dello sforzo normale sul palo a monte che comunque resta al di sotto del valore della capacità portante.

MURI DI CIGLIO

Sul ciglio della rupe vengono realizzati dei muri di sostegno dell'altezza massima di 3,00 m; e parapetto di altezza 1.00 m. I muri di sostegno presentano uno spessore della parete di 30 cm e sono fondati sulle travi di ciglio.

La trave di ciglio ha una altezza di 0.80 m ed è fondata su tre file di micropali della lunghezza di 20 m, interasse longitudinale 2,50 m e interasse trasversale 5,00 m, Si omettono tutte le verifiche geotecniche: stabilità, scorrimento, ribaltamento, dal momento che non ci sono le condizioni geometriche per il loro verificarsi.

Vengono effettuate le verifiche di resistenza della parete, e le verifiche di resistenza dei micropali.



TRAVE E MURI DI CIGLIO

42 ANALISI PARETE

42.1 ANALISI DEI CARICHI

- Peso Proprio

Parete in elevazione 1350 daN/m

- Spinta laterale statica del terreno

Spinta **S** in condizioni $k_a = 0.333$ 2700 daN

- Azioni Sismiche

Le azioni sismiche vengono valutate con analisi pseudo statica mediante metodi dell'equilibrio limite, come previsto nel par.7.11.6.2.1 delle NTC 08.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

In questo caso dal momento che il muro è libero di ruotare intorno al piede, che la categoria di suolo è C e la categoria topografica è T2 il valore di β_{mlo} si ricava dalla tabella 7.11.II e la spinta viene applicata a metà altezza della parete.

2		Zona sismica
C		Categoria del suolo
T2		Categoria topografica
$V_T \geq$	50 anni	Vita nominale della struttura

$C_u =$	1.5	Coefficiente d'uso – Classe d'uso: III
a_g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long. 12,523762 °]
F_0 [SLV]	2,467	Valore massimo fattore amplificazione Spettro accelerazione orizzontale
T_c^* [SLV]	0,321	Periodo inizio tratto velocità costante Spettro accelerazione orizzontale
$S_T =$	1.2	Coefficiente di amplificazione topografica
$S_S =$	1.42	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	0.322 g	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β_m	0,24	Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.078	[Coefficiente sismico per sisma orizzontale]
k_v	0.039	[Coefficiente sismico per sisma verticale]

Valutazione dei pesi:

Parete in c.a. sp. 0,30 m $W = 2,25$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Rivestimento 0,60 t/mq $W = 1,80$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Da cui si ricava:

Spinta orizzontale $S_{oizr} = 0,32$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Spinta verticale $S_{vert} = 0,16$ t al metro lineare di parete (in profondità)

Pertanto il carico lineare uniformemente distribuito da applicare nel modello è:

$q_{oriz} = 0,110$ t al metro lineare di parete (in profondità)

$q_{vert} = 0,055$ t al metro lineare di parete (in profondità)

- *Sovraccarico*

Si considera un sovraccarico a monte di 1000 daN/mq.

Spinta S_q in condizioni $k_a = 0.333$

333 daN

42.2 VERIFICA

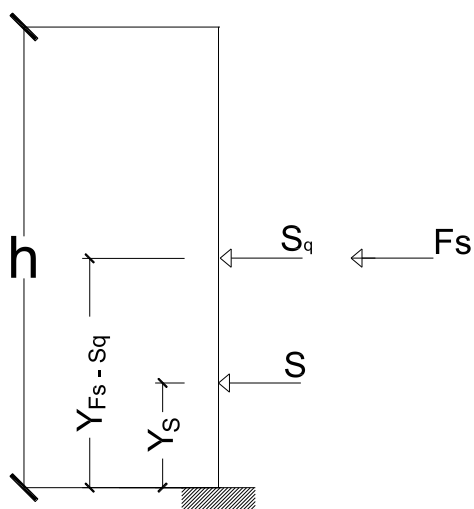
Le sollecitazioni massime agenti sono state ricavate considerando un modello di calcolo di trave incastrata alla base di profondità unitaria. Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite.

$h = 3,00$ m

$Y_s = 1,00$ m

$Y_q = 1.50$ m

$Y_{Fs} = 1,50$ m



Applicando i coefficienti amplificativi e i valori dei coefficienti di combinazione previsti dalle NTC 2008 ai valori caratteristici dei carichi, nel caso di approccio di tipo 2, si ricava il momento di incastro:

$M = 5800 \text{ daNm}$. In condizioni statiche

$M = 3764 \text{ daNm}$. In condizioni sismiche

VERIFICA PARETE

Azione	Sd	Sr
N	-5265.0	-9053.3 [kg]
Mx	-5800.0	-9973.3 [kgm]
My	0.0	-0.0 [kgm]

Sd/Sr=0.58

Vertice	x	y	σ	Epsilon (x1000)	Sezione 0
1	0.00	0.00	-164.6	-2.5	
2	0.00	30.00	0.0	13.1	
3	100.00	30.00	0.0	13.1	
4	100.00	0.00	-164.6	-2.5	
Ferro	\varnothing	x	y	σ	Epsilon (x1000)
1	16.0	6.00	24.00	3739.1	10.0
2	16.0	28.00	24.00	3739.1	10.0
3	16.0	50.00	24.00	3739.1	10.0
4	16.0	72.00	24.00	3739.1	10.0
5	16.0	94.00	24.00	3739.1	10.0
6	16.0	94.00	6.00	1135.5	0.6
7	16.0	72.00	6.00	1135.5	0.6

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

8	16.0	50.00	6.00	1135.5	0.6
9	16.0	28.00	6.00	1135.5	0.6
10	16.0	6.00	6.00	1135.6	0.6

Progettista:

Prof. Ing. Claudio Comastri

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

1 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

E' stata individuata la seguente parametrizzazione dei terreni:

- Depositi detritici di falda recenti (dt₁)

Sabbie e limi con inclusi clastici perlopiù travertinosi (sono le coperture detritiche nel versante al piede della rupe, esterne ai corpi di frana)

$\gamma = 19.5$	kN/m ³	(peso di volume)
$\phi' = 24-30^\circ$		(angolo di attrito interno efficace)
$c' = 8^*$	kPa	(coesione efficace)

* valori da Rel. Geotecnica Prog.Def., mediante back-analysis

- Corpo di Frana (cfr)

$\gamma = 19.5-21$	kN/m ³	(peso di volume)
$\phi'_R = 10-15^\circ$ *		(angolo di attrito residuo)
$c'_R = 0-10$ *	kPa	(coesione residua)

* valori da Rel. Geotecnica Prog.Def.

- Depositi detritici di falda s.l. (dt₂)

Limi e argille, sabbiose, con inclusi clastici talora molto abbondanti (sono le coperture detritiche presenti in sommità della rupe)

$\gamma = 17-18$	kN/m ³	(peso di volume)
$\phi' = 20-22.8^\circ$		(angolo di attrito interno efficace)
$c' = 10-20$	kPa	(coesione efficace)
$c_u = 80-100$	kPa	(coesione non drenata)

- Unità di Acquasparta (UA)

- Rupe - Facies alterata superficiale (in sommità ed in parete, generalmente max 5-6 m di spessore):

$\gamma = 20.0-20.5$	kN/m ³	(peso di volume)
$\phi' = 26-28^\circ$		(angolo di attrito interno efficace)

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

$c' = 0$ (10-20*) kPa (coesione efficace)

* valori intesi a livello macro-strutturale

- Rupe - Facies inalterata:

$\gamma = 20.5-22.0$ (20*) KN/m³ (peso di volume)

$\phi' = 28-36^\circ$ (angolo di attrito interno efficace)

$c' = 0$ (100*) kPa (coesione efficace)

* valori intesi a livello macro-strutturale (da Rel. Geotecnica Prog.Def..)

- Unità di S.Maria di Ciciliano (USMC)

Limi argilloso-sabbiosi prevalenti

$\gamma = 21$ KN/m³ (peso di volume)

$\phi' = 22-26^\circ$ (angolo di attrito interno efficace)

$c' = 10-30$ kPa (coesione efficace)

$c_u = 100-250$ kPa (coesione non drenata)

* valori intesi a livello macro-strutturale (da Rel. Geotecnica Prog.Def..)

2 VERIFICHE GEOTECNICHE MURI CON FONDAZIONI PROFONDE

Dal momento che si tratta di muri con fondazioni profonde la verifica deve essere condotta seguendo le indicazioni riportate nella tabella successiva:

FONDAZIONI PROFONDE E PARETE ANCORATA	GEO	STABILITA' GLOBALE MURO-TERRENO	1	C2: A2+M2+R2
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI	1	APP. 1: C1[STR]: A1+M1+R1 C2[GEO]: A2+M ₂ +R2
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI		
	CARICO LIMITE DI SFILAMENTO PER CARICHI ASSIALI DI TRAZIONE			
STR	RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI (PALI E STRUTTURA DI COLLEGAMENTO)			
GEO	SFILAMENTO ANCORAGGIO	2	C1:A1+M1+R3	

In particolare la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è riportata nella relazione geotecnica.

All'interno di questa relazione vengono condotte le verifiche geotecniche:

- **palificata** secondo l'approccio 1, attraverso la **combinazione 2 (A2+M1+R2)**,
- **sfilamento degli ancoraggi** secondo l'approccio 2 **combinazione (A1+M1+R3)**.

I coefficienti parziali per le azioni e per gli effetti delle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I delle NTC:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ (o γ_0)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{03}	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 computatamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I coefficienti per i parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella 6.2.II delle NTC 2008:

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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

I coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite GEO dei **pali** sono riportati nella tabella 6.4.II:

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore di calcolo della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico applicando i coefficienti riportati nella tabella qui sopra.

In base al paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC 2008, la resistenza caratteristica viene valutata con il metodo b):

b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Avendo indagato nel corso di tutte le campagne di indagine della rupe di Massa Martana un numero di verticali superiore a 10 si applicano i coefficienti della colonna 7.

I coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite GEO dei **tiranti** sono riportati nella tabella 6.6.I:

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Il valore caratteristico della resistenza viene valutato con il metodo b):

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}. \quad (6.2.13)$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Avendo indagato nel corso di tutte le campagne di indagine della rupe di Massa Martana un numero di profili di indagine superiore a 5 si applicano i coefficienti della colonna 5.

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

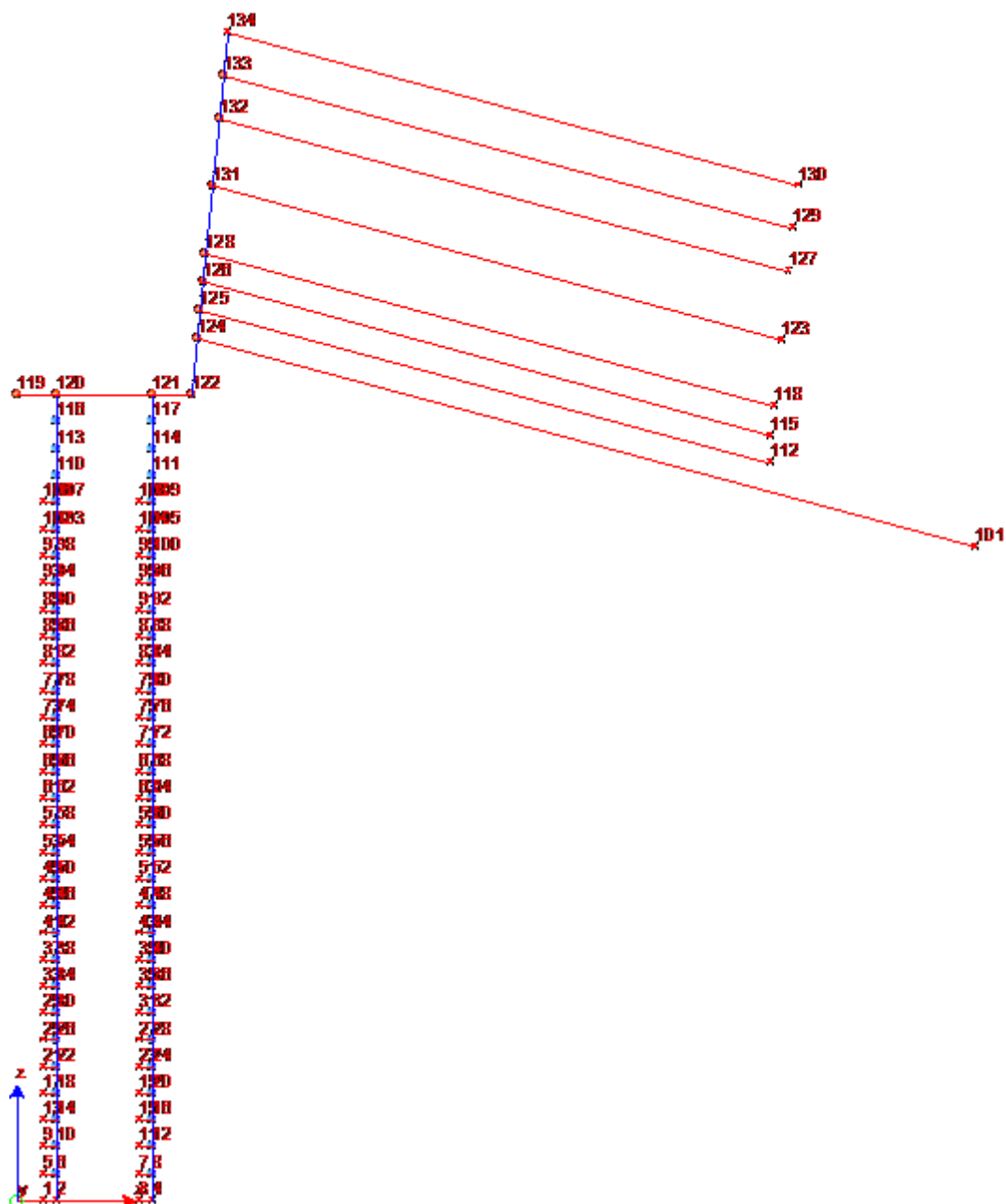
MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 1

3 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La modellazione della struttura, dei materiali e i carichi applicati sono quelli riportati nei paragrafi 4, 5 della relazione di calcolo.

4 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI

4.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



4.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati in vario modo al fine di ottenere le situazioni più svantaggiose per la struttura.

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	GEO 1	1,	1,	0,	0,	0,	1,	0,	0,
2	GEO 2	1,	1,	1,3	0,	0,	1,	0,	0,
3	GEO 3	1,	1,	1,3	0,	0,	1,	0,	1,3
4	GEO S1	1,	1,	1,	1,	0,	1,	0,	0,6
5	GEO S2	1,	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,6
6	GEO S3	1,	1,	1,	1,	0,	1,	1,	0,6

4.3 RISULTATI DELL'ANALISI

MODELLO_1_STR\TIRANTATO_MODELLO_1_GEO.dt

Pilastro Sezione numero 3 Circolare PALO

Sforzo normale Min asta 116 120 15363.6 [kg] Comb. 2 Max asta 4 8 142396.6 [kg] Comb. 5
Taglio piano 1-2 Min asta 96 92 -6.2 [kg] Comb. 5 Max asta 116 120 0.0 [kg] Comb. 1
Taglio piano 1-3 Min asta 121 117 -3657.2 [kg] Comb. 5 Max asta 28 32 393.4 [kg] Comb. 5
Momento torcente Min asta 46 42 -0.0 [kgm] Comb. 5 Max asta 121 117 0.0 [kgm] Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 96 92 -14.3 [kgm] Comb. 5 Max asta 74 70 9.8 [kgm] Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 121 117 -27863.4 [kgm] Comb. 5 Max asta 116 120 25309.9 [kgm] Comb. 5

Trave Sezione numero 1 Quads. TIRANTE 90 T

Sforzo normale Min asta 124 101 -2390.6 [kg] Comb. 5 Max asta 124 101 -1171.7 [kg] Comb. 1
Taglio piano 1-2 Min asta 124 101 -0.0 [kg] Comb. 5 Max asta 124 101 -0.0 [kg] Comb. 1
Taglio piano 1-3 Min asta 124 101 0.0 [kg] Comb. 1 Max asta 124 101 0.0 [kg] Comb. 1
Momento torcente Min asta 124 101 0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 124 101 0.0 [kgm] Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 124 101 0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 124 101 0.0 [kgm] Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 124 101 -0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 124 101 -0.0 [kgm] Comb. 1

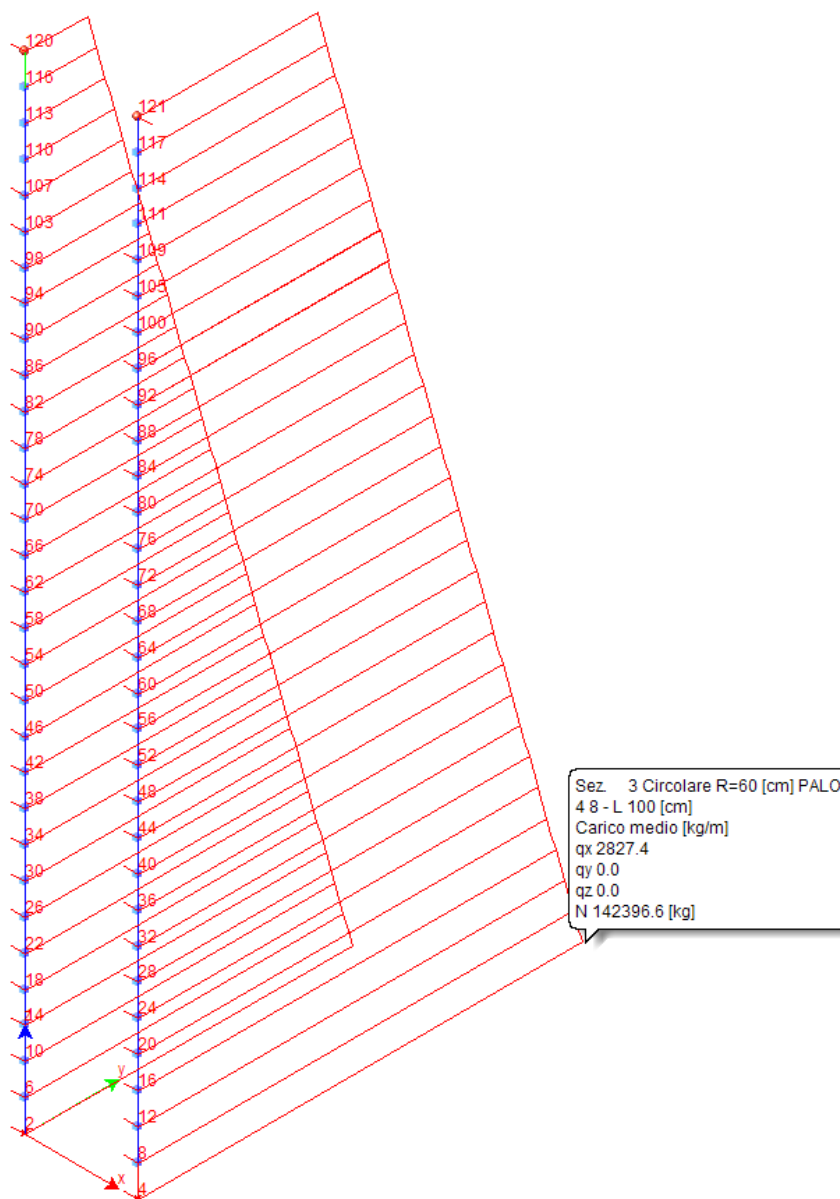
Trave Sezione numero 2 Quads. TIRANTE DYWIDAG

Sforzo normale Min asta 132 127 -5554.7 [kg] Comb. 6 Max asta 125 112 -1567.3 [kg] Comb. 2
Taglio piano 1-2 Min asta 131 123 -0.0 [kg] Comb. 6 Max asta 126 115 0.0 [kg] Comb. 5
Taglio piano 1-3 Min asta 126 115 0.0 [kg] Comb. 1 Max asta 126 115 0.0 [kg] Comb. 1
Momento torcente Min asta 126 115 0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 126 115 0.0 [kgm] Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 126 115 -0.0 [kgm] Comb. 5 Max asta 131 123 0.0 [kgm] Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 126 115 -0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 126 115 -0.0 [kgm] Comb. 1

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

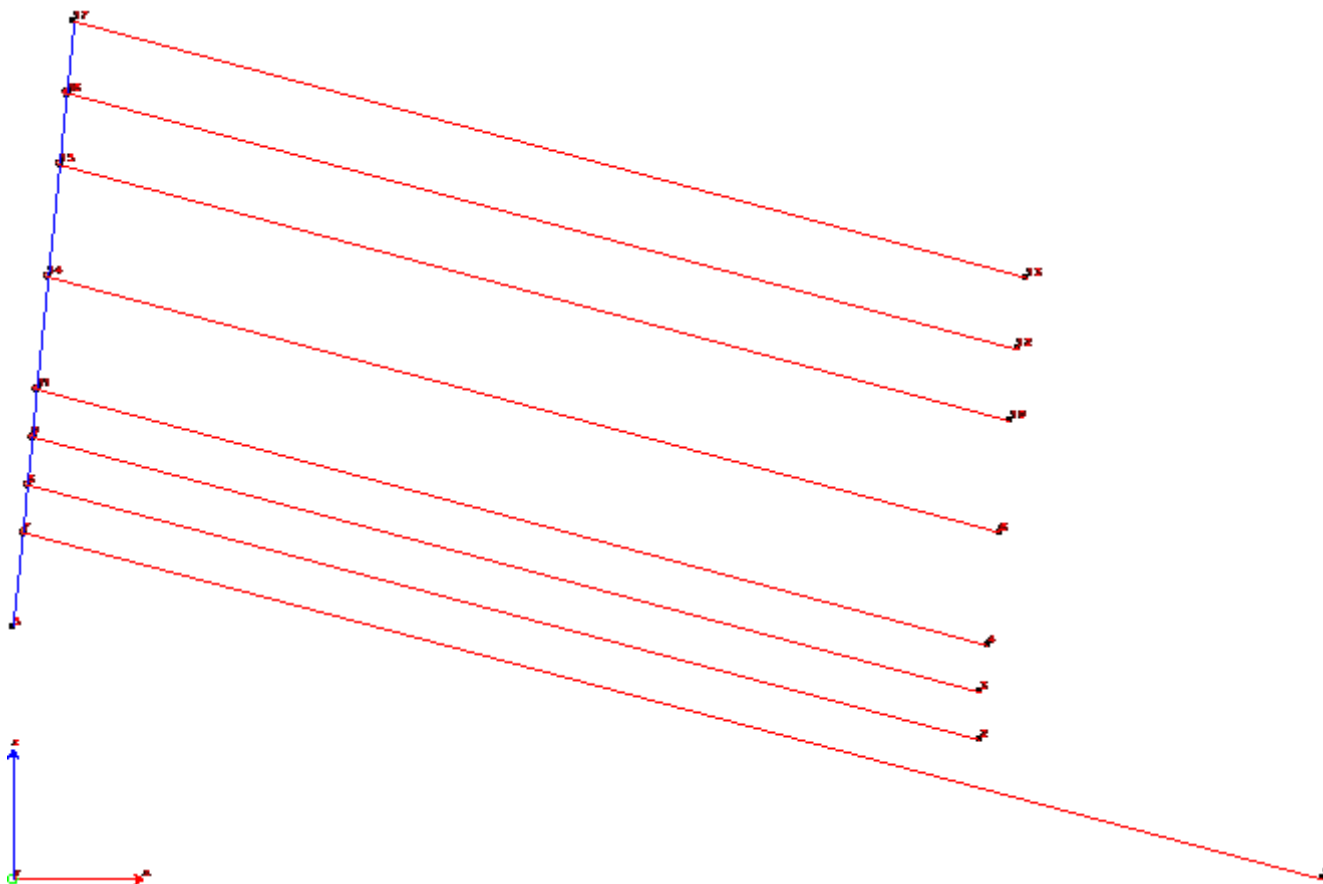
4.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Sforzo normale massimo sui pali



5 MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE

5.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



COMBINAZIONI DI CARICO

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	GEO 1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,	0,
2	GEO 2	1,	1,	1,3	0,	0,	0,	0,	0,
3	GEO 3	1,	1,	1,3	0,	0,	0,	0,	1,3
4	GEO S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,	0,6
5	GEO S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,6
6	GEO S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,	1,	0,6

5.3 RISULTATI DELL'ANALISI

Trave Sezione numero 1 Quals. TIRANTE 90 T

Sforzo normale	Min asta 7 1 -23839.0 [kg]	Comb. 5	Max asta 7 1 -21329.3 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 7 1 -0.0 [kg]	Comb. 5	Max asta 7 1 -0.0 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 7 1 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 7 1 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 7 1 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 7 1 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 7 1 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 7 1 0.0 [kgm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 7 1 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 7 1 -0.0 [kgm]	Comb. 1

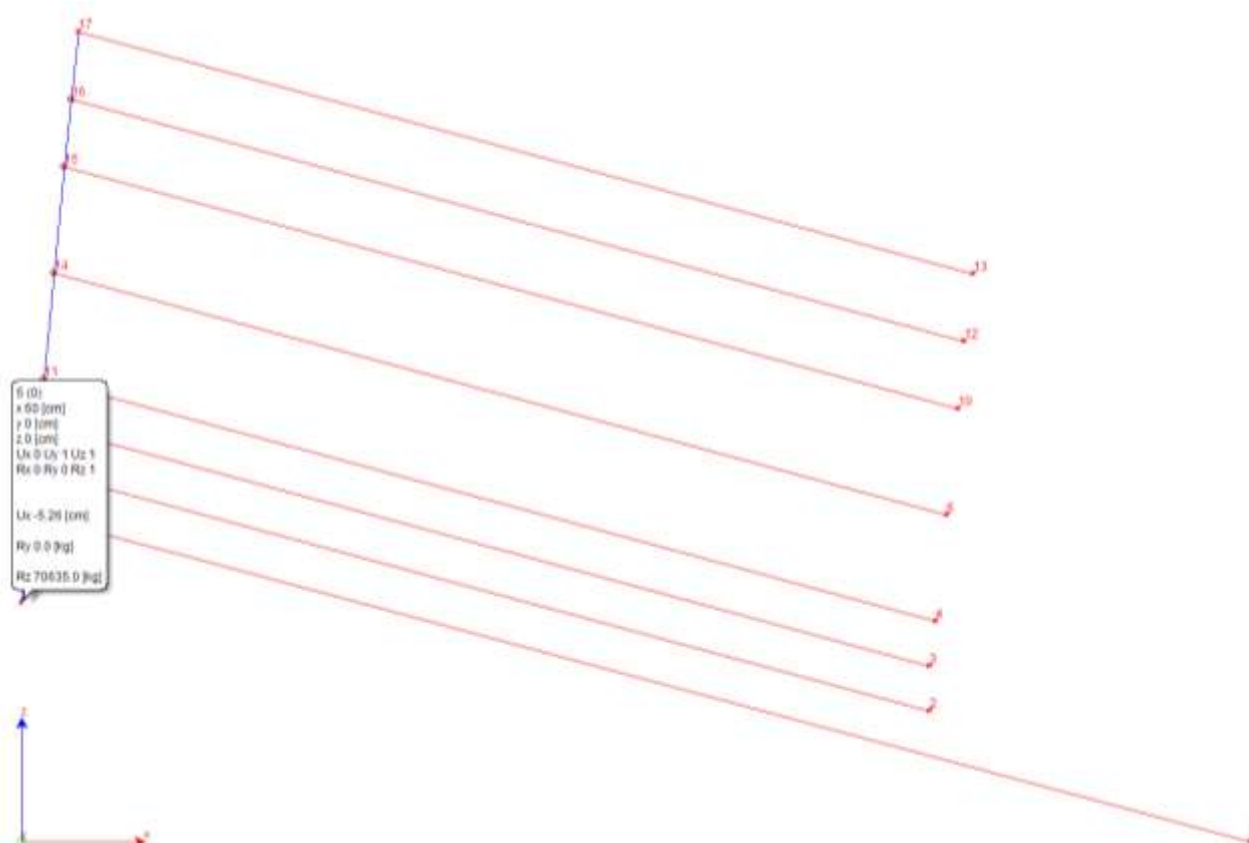
Trave Sezione numero 2 Quals. TIRANTE DYWIDAG

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Sforzo normale	Min asta 8 2	-22417.6 [kg]	Comb. 5	Max asta 17 13	2350.6 [kg]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 8 2	-0.0 [kg]	Comb. 4	Max asta 11 4	0.0 [kg]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 8 2	0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 8 2	0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 8 2	0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 8 2	0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 11 4	-0.0 [kgm]	Comb. 5	Max asta 8 2	0.0 [kgm]	Comb. 4
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 8 2	-0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 8 2	-0.0 [kgm]	Comb. 1

5.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Reazione vincolare di appoggio alla base



6 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

PALO	N [daN]
Combo 5 Mod. 1	356000 [compres]

TIRANTE DYWIDAG

Considerando che le barre dywidag sono poste ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

DYWIDAG	N [daN]
Combo 5 Mod. 2	-56050 [traz]

TIRANTE A TREFOLI DA 90 t

Considerando che il tirante è posto ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

TIRANTE	N [daN]
Combo 5 Mod. 2	-59600 [traz]

7 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

I pali presentano un diametro di 120 cm e una lunghezza di 30,00 m, sono inseriti per i primi 5 m (in sommità) all'interno del corpo di frana per i restanti 25 m all'interno dell'Unità di S. Maria di Ciciliano (U.S.M.C.).

Il contributo dei primi cinque metri sulla capacità portante del palo viene completamente trascurato.

La capacità portante del palo in condizioni di progetto è pari a:

PORTANZA di PROGETTO	R_{c,d} =	411144 daN
	R_{t,d} =	-360154 daN

Confrontando la portanza di progetto con i valori delle sollecitazioni agenti sul palo maggiormente sollecitato nelle diverse combinazioni di carico si osserva che la verifica risulta soddisfatta.

Coefficienti usati per la valutazione della portanza di progetto:

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA PALI

γ_{R2} [traz.]	γ_{R2} [compr.]	γ_{R2} [punta]
1,60	1,45	1,70
>10 VERTICALI INDAGATE		
$\xi_3 =$	1,40	Parametri medi
$\xi_4 =$	1,21	Parametri minir

Geometria pali

L [m] =	30.00	Lunghezza
d _{foro} [mm] =	1200.00	Diametro perforazione
P _{palo} =	84780	daN

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri medi

1 - CORPO DI FRANA

Spess. [ΔH m]	5.00
φ [°]=	4
γ [daN/mc]=	2000
c [daN/cm ^q]=	0
k =	0.50
μ =	0.07
z [m] =	2.50

2 - U.S.M.C

Spess. [ΔH m]	25.00
φ [°]=	24
γ [daN/mc]=	2100
c [daN/cm ^q]=	0.2
k =	0.40
μ =	0.45
z [m] =	17.50

Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche

TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO

$$Q_{lim} = \sum (\Delta L x \Delta H x \tau)$$

ΔL $\pi x d_{foro}$ Circonferenza micropalo

τ = $k x \sigma_v x \mu$ resistenza di attrito tangenziale

k = Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo

μ = $\tan \varphi$ Coefficiente di attrito

NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO

STRATO 1	0.00 daN
STRATO 2	616839 daN
STRATO 3	<u>0</u> daN
TOT.	616839 daN

$R_{d,lat}$ trazione=	-275374	daN
$R_{d,lat}$ compres=	303861	daN

Carico limite verticale DI PUNTA

$$Q_{lim} = \sum (N_c x c + N_q x \sigma_v) x A$$

φ'_1 [°]=	1	φ'_2 [°]=	21
Nc1 =	1.7	Nc2 =	14.06
Nq1 =	1.12	Nq2 =	7.26

STRATO 1	0.00 daN
STRATO 2	462639 daN
STRATO 3	<u>0</u> daN
TOT.	462639 daN

$R_{d,punta}$ =	194386	daN
-----------------	---------------	------------

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri minimi

1 - CORPO DI FRANA

Spess. [ΔH m]	5.00
------------------------	-------------

2 - U.S.M.C

Spess. [ΔH m]	25.00
------------------------	--------------

φ [°]=	4	φ [°]=	22
γ [daN/mc]=	1950	γ [daN/mc]=	2100
c [daN/cm ²]=	0	c [daN/cm ²]=	0.1
k =	0.50	k =	0.40
μ =	0.07	μ =	0.40
z [m] =	2.50	z [m] =	17.50

Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche

TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO

$Q_{lim} =$	$\Sigma(\Delta L \times \Delta H \times \tau)$	
ΔL	$\pi \times d_{foro}$	Circonferenza micropalo
$\tau =$	$k \times \sigma_v \times \mu$	resistenza di attrito tangenziale
k =		Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo
$\mu =$	$\tan \varphi$	Coefficiente di attrito

NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO

STRATO 1 **0.00** daN

STRATO 2 559755 daN

STRATO 3 0 daN

TOT. 559755 daN

$R_{d,lat}$ trazione=	-289130	daN
$R_{d,lat}$ compres=	319040	daN

Carico limite verticale DI PUNTA

$Q_{lim} =$	$\Sigma(N_c \times c + N_q \times \sigma_v) \times A$		
φ'_1 [°]=	1	φ'_2 [°]=	19
Nc1 =	1.72	Nc2 =	12.13
Nq1 =	1.12	Nq2 =	5.9

STRATO 1 **0.00** daN

STRATO 2 363851 daN

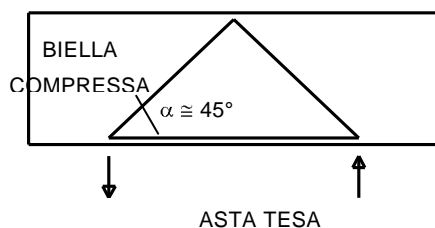
STRATO 3 0 daN

TOT. 363851 daN

$R_{d,punta} =$	176884	daN
-----------------	---------------	-----

ARMATURA AGGIUNTIVA IN TESTA AI PALI

La platea, realizzata in calcestruzzo armato, presenta uno spessore di 150 cm ed una larghezza di 680 cm. Il modello di calcolo usato per la verifica è a traliccio di Morsch:



prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Il valore dello sforzo normale massimo agente sul palo è di 356000 daN.

ARMATURA IN TESTA A PALI			
Il calcolo viene condotto considerando un comportamento a traliccio di Morsch			
f_{yk} [daN/cm ²] =	4500,00		
γ_s =	1,15		
f_{yd} [daN/cm ²] =	3913,04		
A_{res} [cm ²] =	90,98	8Φ22+18Φ26	[93,59]

La platea è armata con 7 Φ 22 al metro lineare, in testa ai pali si ha una armatura di 8 Φ 22 che viene integrata con una armatura aggiuntiva di 18 Φ 26.

8 VERIFICA ANCORAGGIO TIRANTE A TREFOLI

VERIFICA ANCORAGGIO TIRANTE A TREFOLI			
Metodo di Bustamante-Doix			
Massima azione di progetto al metro lineare di parete	P_{dALM} [daN]	23840	
Interasse tiranti	i [m]	2,5	
Azione di progetto sul tirante	P_d [daN]	59600	TIRANTE A 6 TREFOLI
Coeff parziale resistenza ancoraggi	$\gamma_{Ra,p}$	1,2	Tab 6.6.I
Peso Terreno	γ_t [kg/m ³]	2050	
Diametro nominale foro	d_h [m]	0,22	
Resistenza media	$(R_{a,c})_{medio}$ [daN/m ²]	15000	Da rel. geotecnica
Resistenza minima	$(R_{a,c})_{min}$	13000	Da rel. geotecnica
numero di profili di indagine	ξ_{a3}	1,6	Tab 6.6.III
numero di profili di indagine	ξ_{a4}	1,55	Tab 6.6.III
Resistenza caratteristica	R_{ak} [daN/m ²]	8387	
Resistenza di progetto	$R_{ad} = R_{ak}/\gamma_R$ [daN/m ²]	6989	
Lunghezza Fondazione	L [m]	18	
alfa (IRS)		1,15	fat. increment. dip. dall'instabilità
Capacità limite dell'insieme terreno-tirante	T [daN]	99994	OK

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

9 VERIFICA ANCORAGGIO BARRE DYWIDAG

VERIFICA ANCORAGGIO TIRANTE DYWIDAG			
Metodo di Bustamante-Doix			
Massima azione di progetto	P_d [daN]	22420	
Interasse tiranti	i [m]	2,5	
Azione di progetto sul tirante	P_d [daN]	56050	
Coeff parziale resistenza ancoraggi	$\gamma_{Ra,p}$	1,2	
Peso Terreno	γ_t [kg/m ³]	2050	
Diametro nominale foro	d_h [m]	0,11	
Resistenza media	$(R_{a,c})_{medio}$ [daN/m ²]	15000	
Resistenza minima	$(R_{a,c})_{min}$	13000	
numero di profili di indagine	ξ_{a3}	1,6	
numero di profili di indagine	ξ_{a4}	1,55	
Resistenza caratteristica	R_{ak} [daN/m ²]	8387	
Resistenza di progetto	$R_{ad} = R_{ak}/\gamma_R$ [daN/m ²]	6989	
Lunghezza Fondazione	L [m]	22	
alfa (IRS)		1,15	
Capacità limite dell'insieme terreno-tirante	T [daN]	61107	OK

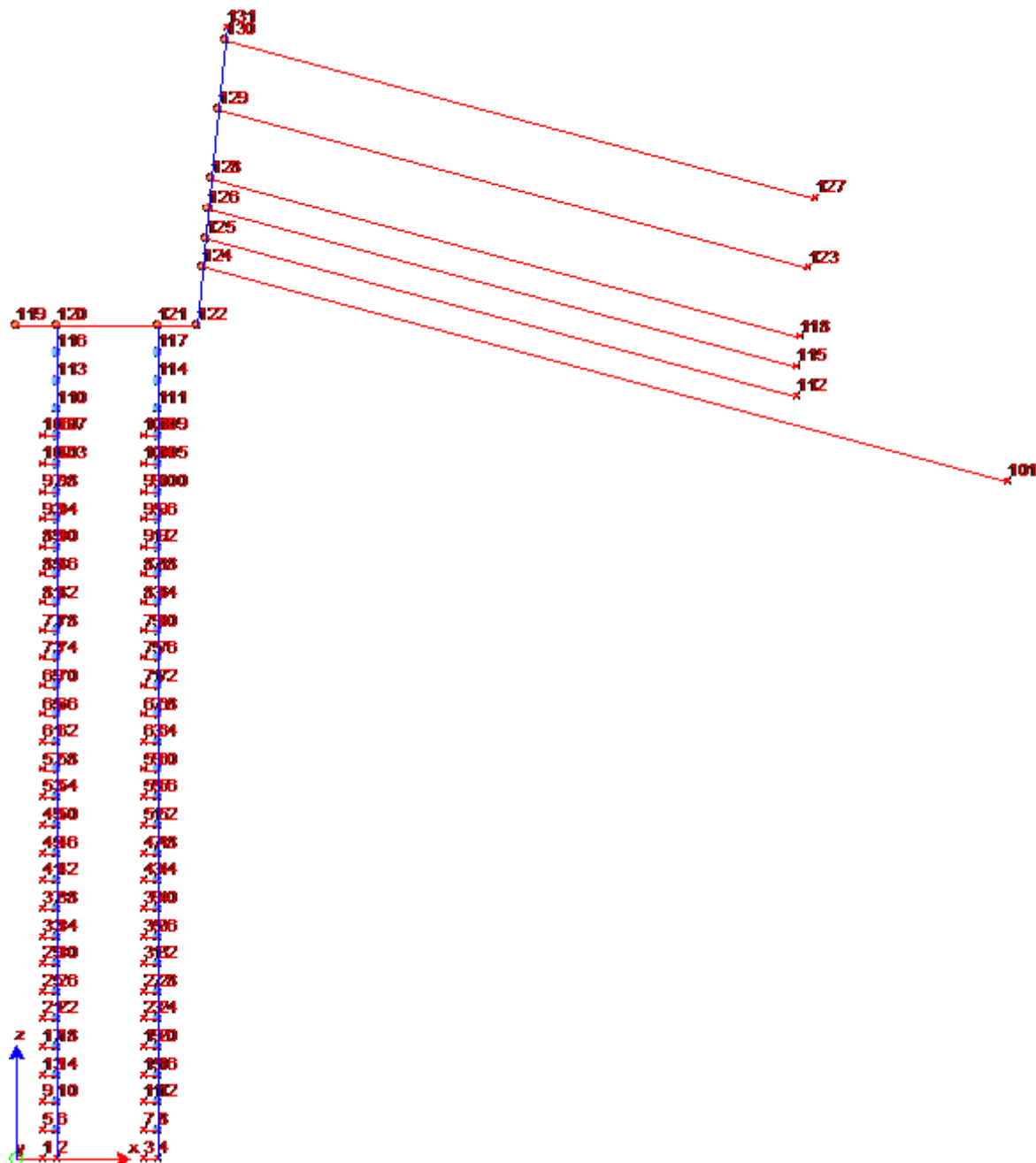
MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 2

10 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La modellazione della struttura, dei materiali e i carichi applicati sono quelli riportati nei paragrafi 11 e 12 della relazione di calcolo.

11 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI

11.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



11.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati in vario modo al fine di ottenere le situazioni più svantaggiose per la struttura.

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	GEO 1	1,	1,	0,	0,	0,	1,	0,	0,
2	GEO 2	1,	1,	1,3	0,	0,	1,	0,	0,
3	GEO 3	1,	1,	1,3	0,	0,	1,	0,	1,3
4	GEO S1	1,	1,	1,	1,	0,	1,	0,	0,6
5	GEO S2	1,	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,6
6	GEO S3	1,	1,	1,	1,	0,	1,	1,	0,6

11.3 RISULTATI DELL'ANALISI

TIPOLOGIA_E\TRATTO_2\MODELLO_1_GEO\TIRANTATO_MODELLO_1_GEO.dt

Pilastro Sezione numero 3 Circolare PALO

Sforzo normale Min asta 116 120 6392.2 [kg] Comb. 2 Max asta 4 8 133965.5 [kg] Comb. 5
Taglio piano 1-2 Min asta 74 70 -0.2 [kg] Comb. 5 Max asta 96 92 2.9 [kg] Comb. 1
Taglio piano 1-3 Min asta 34 38 -296.8 [kg] Comb. 1 Max asta 121 117 1976.9 [kg] Comb. 1
Momento torcente Min asta 46 42 -0.0 [kgm] Comb. 5 Max asta 121 117 0.0 [kgm] Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 74 70 -9.8 [kgm] Comb. 2 Max asta 96 92 0.2 [kgm] Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 116 120 -11304.6 [kgm] Comb. 1 Max asta 121 117 12303.4 [kgm] Comb. 1

Trave Sezione numero 1 Quads. TIRANTE 90 T

Sforzo normale Min asta 124 101 663.3 [kg] Comb. 5 Max asta 124 101 1718.0 [kg] Comb. 1
Taglio piano 1-2 Min asta 124 101 -0.0 [kg] Comb. 6 Max asta 124 101 0.0 [kg] Comb. 1
Taglio piano 1-3 Min asta 124 101 0.0 [kg] Comb. 1 Max asta 124 101 0.0 [kg] Comb. 1
Momento torcente Min asta 124 101 0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 124 101 0.0 [kgm] Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 124 101 -0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 124 101 0.0 [kgm] Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 124 101 -0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 124 101 -0.0 [kgm] Comb. 1

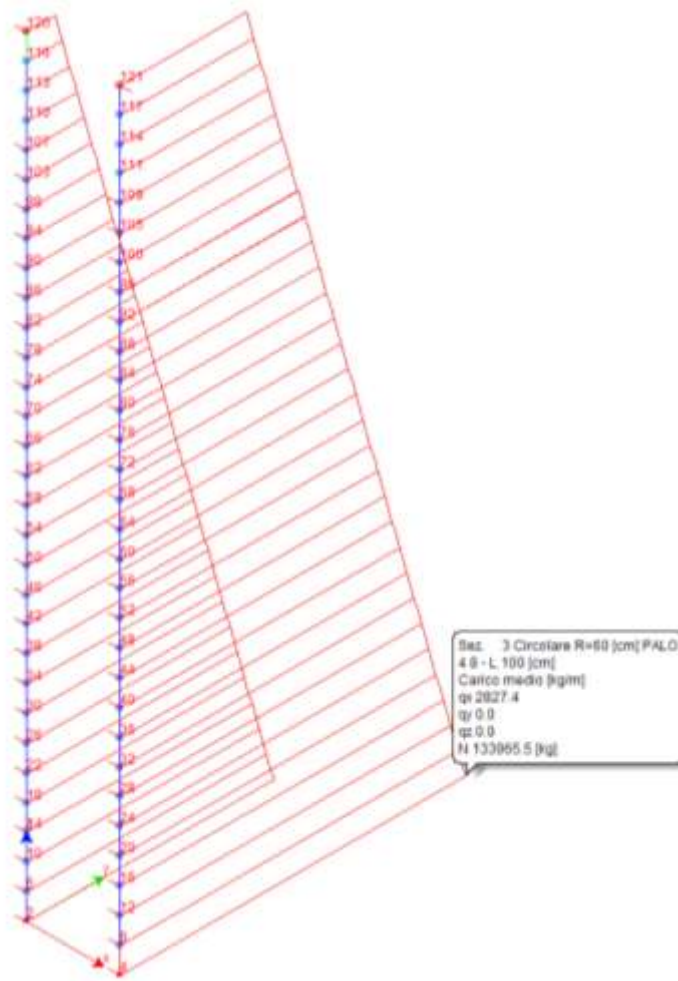
Trave Sezione numero 2 Quads. TIRANTE DYWIDAG

Sforzo normale Min asta 130 127 -3824.4 [kg] Comb. 6 Max asta 125 112 1518.0 [kg] Comb. 2
Taglio piano 1-2 Min asta 129 123 -0.0 [kg] Comb. 6 Max asta 130 127 0.0 [kg] Comb. 6
Taglio piano 1-3 Min asta 130 127 0.0 [kg] Comb. 1 Max asta 130 127 0.0 [kg] Comb. 1
Momento torcente Min asta 130 127 0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 130 127 0.0 [kgm] Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2 Min asta 130 127 -0.0 [kgm] Comb. 6 Max asta 129 123 0.0 [kgm] Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3 Min asta 130 127 -0.0 [kgm] Comb. 1 Max asta 130 127 -0.0 [kgm] Comb. 1

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

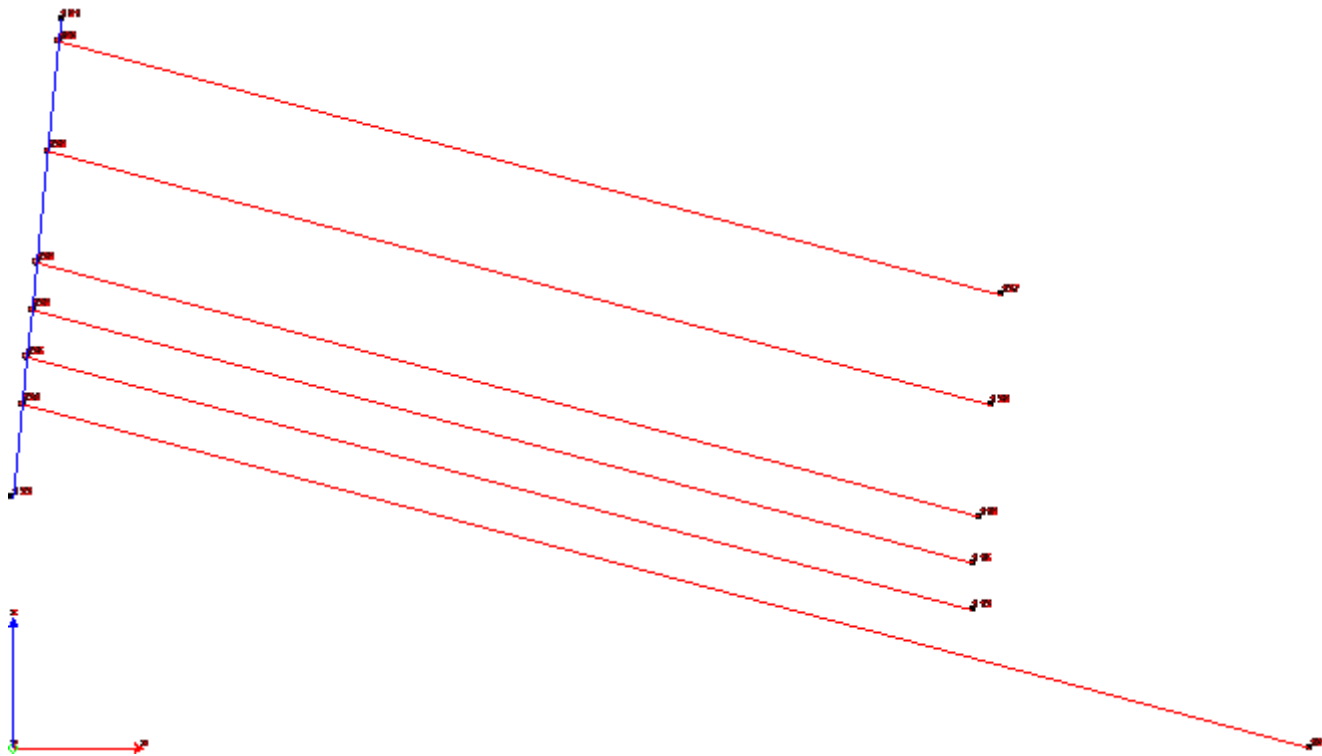
11.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Sforzo normale massimo sui pali



12 MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE

12.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



12.2 COMBINAZIONI DI CARICO

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	GEO 1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,	0,
2	GEO 2	1,	1,	1,3	0,	0,	0,	0,	0,
3	GEO 3	1,	1,	1,3	0,	0,	0,	0,	1,3
4	GEO S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,	0,6
5	GEO S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,6
6	GEO S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,	1,	0,6

12.3 RISULTATI DELL'ANALISI

TIPOLOGIA_E\TRATTO_2\MODELLO_1_GEO\TIRANTATO_MODELLO_2_GEO.dt

Trave Sezione numero 1 Quals. TIRANTE 90 T

Sforzo normale	Min asta 124 101 -19575.2 [kg]	Comb. 5	Max asta 124 101 -17330.7 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 124 101 -0.0 [kg]	Comb. 5	Max asta 124 101 -0.0 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 124 101 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 101 -0.0 [kgm]	Comb. 1

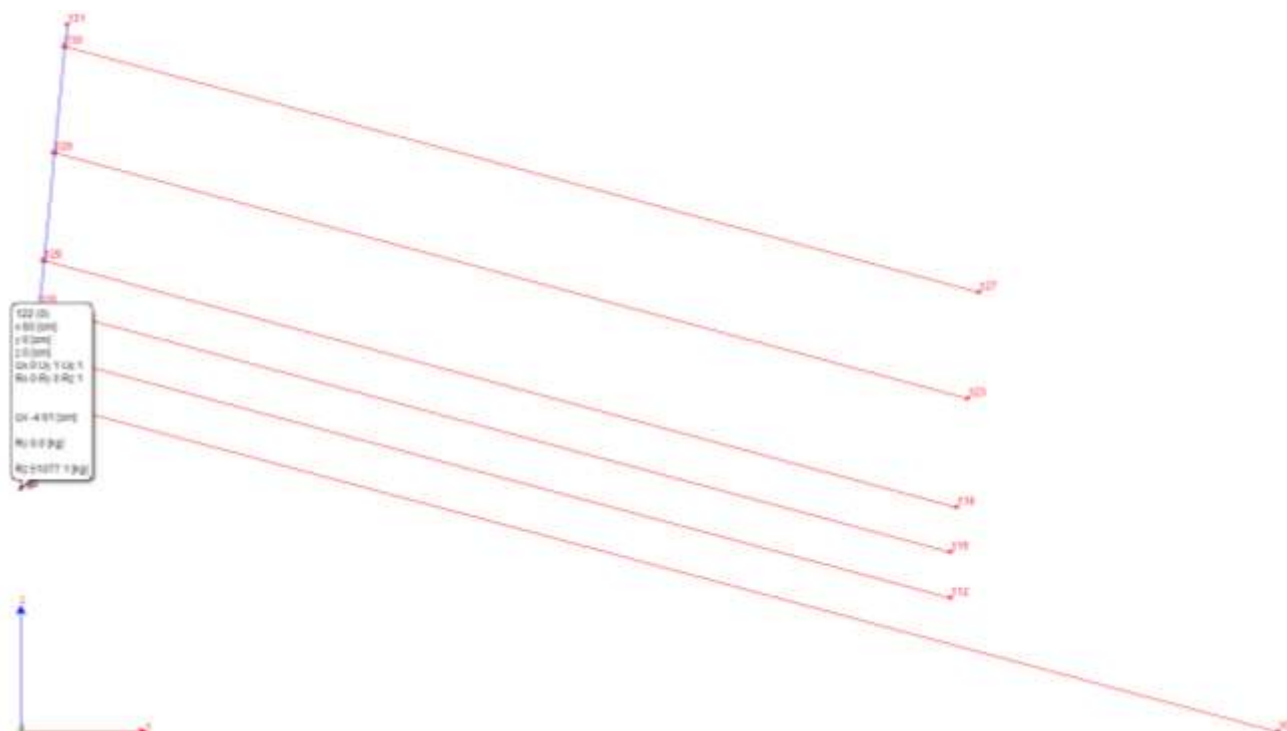
Trave Sezione numero 2 Quals. TIRANTE DYWIDAG

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Sforzo normale	Min asta 125 112 -17506.3 [kg]	Comb. 5	Max asta 130 127 3510.1 [kg]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 129 123 -0.0 [kg]	Comb. 6	Max asta 128 118 0.0 [kg]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 130 127 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 130 127 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 130 127 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 130 127 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 128 118 -0.0 [kgm]	Comb. 5	Max asta 129 123 0.0 [kgm]	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 130 127 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 130 127 -0.0 [kgm]	Comb. 1

12.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Reazione vincolare di appoggio alla base



13 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

PALO	N [daN]
Combo 5 Mod. 1	335000 [compres]

TIRANTE DYWIDAG

Considerando che le barre dywidag sono poste ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

DYWIDAG	N [daN]
Combo 5 Mod. 2	-43775 [traz]

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

TIRANTE A TREFOLI DA 90 t

Considerando che il tirante è posto ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

TIRANTE	N [daN]
Combo 5 Mod. 2	-48940 [traz]

14 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

I pali presentano un diametro di 120 cm e una lunghezza di 30,00 m, sono inseriti per i primi 5 m (in sommità) all'interno del corpo di frana per i restanti 25 m all'interno dell'Unità di S. Maria di Ciciliano (U.S.M.C.).

Il contributo dei primi cinque metri sulla capacità portante del palo viene completamente trascurato.

La capacità portante del palo in condizioni di progetto è pari a:

PORTANZA di PROGETTO	R_{c,d} =	411144 daN
	R_{t,d} =	-360154 daN

Confrontando la portanza di progetto con i valori delle sollecitazioni agenti sul palo maggiormente sollecitato nelle diverse combinazioni di carico si osserva che la verifica risulta soddisfatta.

Coefficienti usati per la valutazione della portanza di progetto:

Geometria pali

L [m] =	30.00	Lunghezza
d _{foro} [mm] =	1200.00	Diametro perforazione
P _{palo} =	84780	daN

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA PALI

γ_{R2} [traz.]	γ_{R2} [compr.]	γ_{R2} [punta]
1,60	1,45	1,70
>10 VERTICALI INDAGATE		
$\xi_3 =$	1,40	Parametri medi
$\xi_4 =$	1,21	Parametri mirir

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri medi

1 - CORPO DI FRANA

Spess. [ΔH m]	5.00
φ [°]=	4
γ [daN/mc]=	2000
c [daN/cm ^q]=	0
k =	0.50
μ =	0.07
z [m] =	2.50

2 - U.S.M.C

Spess. [ΔH m]	25.00
φ [°]=	24
γ [daN/mc]=	2100
c [daN/cm ^q]=	0.2
k =	0.40
μ =	0.45
z [m] =	17.50

Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche

TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO

$$Q_{lim} = \sum(\Delta L x \Delta H x \tau)$$

$\Delta L = \pi x d_{foro}$ Circonferenza micropalo
 $\tau = k x \sigma_v x \mu$ resistenza di attrito tangenziale
 $k =$ Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo
 $\mu = \tan \varphi$ Coefficiente di attrito

NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO

STRATO 1	0.00	daN
STRATO 2	616839	daN
STRATO 3	<u>0</u>	daN
TOT.	616839	daN

R_{d,lat} trazione=	-275374	daN
R_{d,lat} compres=	303861	daN

Carico limite verticale DI PUNTA

$$Q_{lim} = \sum(N_c x c + N_q x \sigma_v) x A$$

φ'_1 [°]=	1	φ'_2 [°]=	21
Nc1 =	1.7	Nc2 =	14.06
Nq1 =	1.12	Nq2 =	7.26

STRATO 1	0.00	daN
STRATO 2	462639	daN
STRATO 3	<u>0</u>	daN
TOT.	462639	daN

R_{d,punta}=	194386	daN
-----------------------------	---------------	------------

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri minimi

1 - CORPO DI FRANA

Spess. [ΔH m]	5.00
φ [°]=	4
γ [daN/mc]=	1950
c [daN/cm ²]=	0
k =	0.50
μ =	0.07
z [m] =	2.50

2 - U.S.M.C

Spess. [ΔH m]	25.00
φ [°]=	22
γ [daN/mc]=	2100
c [daN/cm ²]=	0.1
k =	0.40
μ =	0.40
z [m] =	17.50

Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche

TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO

$$Q_{lim} = \sum(\Delta L x \Delta H x \tau)$$

$\Delta L = \pi x d_{foro}$ Circonferenza micropalo
 $\tau = k x \sigma_v x \mu$ resistenza di attrito tangenziale

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

$k =$ Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo
 $\mu = \tan \varphi$ Coefficiente di attrito

NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO

STRATO 1 **0.00** daN

STRATO 2 559755 daN

STRATO 3 0 daN

TOT. 559755 daN

$R_{d,lat}$ trazione=	-289130	daN
$R_{d,lat}$ compres=	319040	daN

Carico limite verticale DI PUNTA

$$Q_{lim} = \sum (N_{c1} + N_{q1} \sigma_v) \times A$$

φ'_1 [°]= 1 φ'_2 [°]= 19
 N_{c1} = 1.72 N_{c2} = 12.13
 N_{q1} = 1.12 N_{q2} = 5.9

STRATO 1 **0.00** daN

STRATO 2 363851 daN

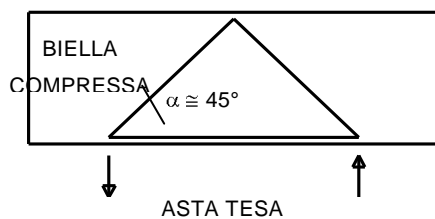
STRATO 3 0 daN

TOT. 363851 daN

$R_{d,punta}$ =	176884	daN
-----------------	---------------	-----

ARMATURA AGGIUNTIVA IN TESTA AI PALI

La platea, realizzata in calcestruzzo armato, presenta uno spessore di 150 cm ed una larghezza di 680 cm. Il modello di calcolo usato per la verifica è a traliccio di Morsch:



Il valore dello sforzo normale massimo agente sul palo è di 335000 daN.

ARMATURA IN TESTA A PALI	
Il calcolo viene condotto considerando un comportamento a traliccio di Morsch	
f_{yk} [daN/cm ²] =	4500,00
γ_s =	1,15
f_{yd} [daN/cm ²] =	3913,04
A_{res} [cm ²] =	85,61 8Φ22+11Φ26 [88,82]

La platea è armata con 7Φ22 al metro lineare, in testa ai pali si ha una armatura di 8Φ22 che viene integrata con una armatura aggiuntiva di 11Φ26.

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

15 VERIFICA ANCORAGGIO TIRANTE A TREFOLI

Metodo di Bustamante-Doix			
Massima azione di progetto al metro lineare di parete	P_{dALM} [daN]	19576	
Interasse tiranti	i [m]	2,5	
Azione di progetto sul tirante	P_d [daN]	48940	TIRANTE A 6 TREFOLI
Coeff parziale resistenza ancoraggi	$\gamma_{Ra,p}$	1,2	Tab 6.6.I
Peso Terreno	γ_t [kg/m ³]	2050	
Diametro nominale foro	d_h [m]	0,22	
Resistenza media	$(R_{a,c})_{medio}$ [daN/m ²]	15000	Da rel. geotecnica
Resistenza minima	$(R_{a,c})_{min}$	13000	Da rel. geotecnica
numero di profili di indagine	ξ_{a3}	1,6	Tab 6.6.III
numero di profili di indagine	ξ_{a4}	1,55	Tab 6.6.III
Resistenza caratteristica	R_{ak} [daN/m ²]	8387	
Resistenza di progetto	$R_{ad} = R_{ak}/\gamma_R$ [daN/m ²]	6989	
Lunghezza Fondazione	L [m]	18	
alfa (IRS)		1,15	fat. increment. dip. dall'instabilità
Capacità limite dell'insieme terreno-tirante	T [daN]	99994	OK

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

16 VERIFICA ANCORAGGIO BARRE DYWIDAG

Metodo di Bustamante-Doix			
Massima azione di progetto	P_d [daN]	17510	
Interasse tiranti	i [m]	2,5	
Azione di progetto sul tirante	P_d [daN]	43775	
Coeff parziale resistenza ancoraggi	$\gamma_{Ra,p}$	1,2	
Peso Terreno	γ_t [kg/m ³]	2050	
Diametro nominale foro	d_h [m]	0,11	
Resistenza media	$(R_{a,c})_{medio}$ [daN/m ²]	15000	
Resistenza minima	$(R_{a,c})_{min}$	13000	
numero di profili di indagine	ξ_{a3}	1,6	
numero di profili di indagine	ξ_{a4}	1,55	
Resistenza caratteristica	R_{ak} [daN/m ²]	8387	
Resistenza di progetto	$R_{ad} = R_{ak}/\gamma_R$ [daN/m ²]	6989	
Lunghezza Fondazione	L [m]	22	
alfa (IRS)		1,15	
Capacità limite dell'insieme terreno-tirante	T [daN]	61107	OK

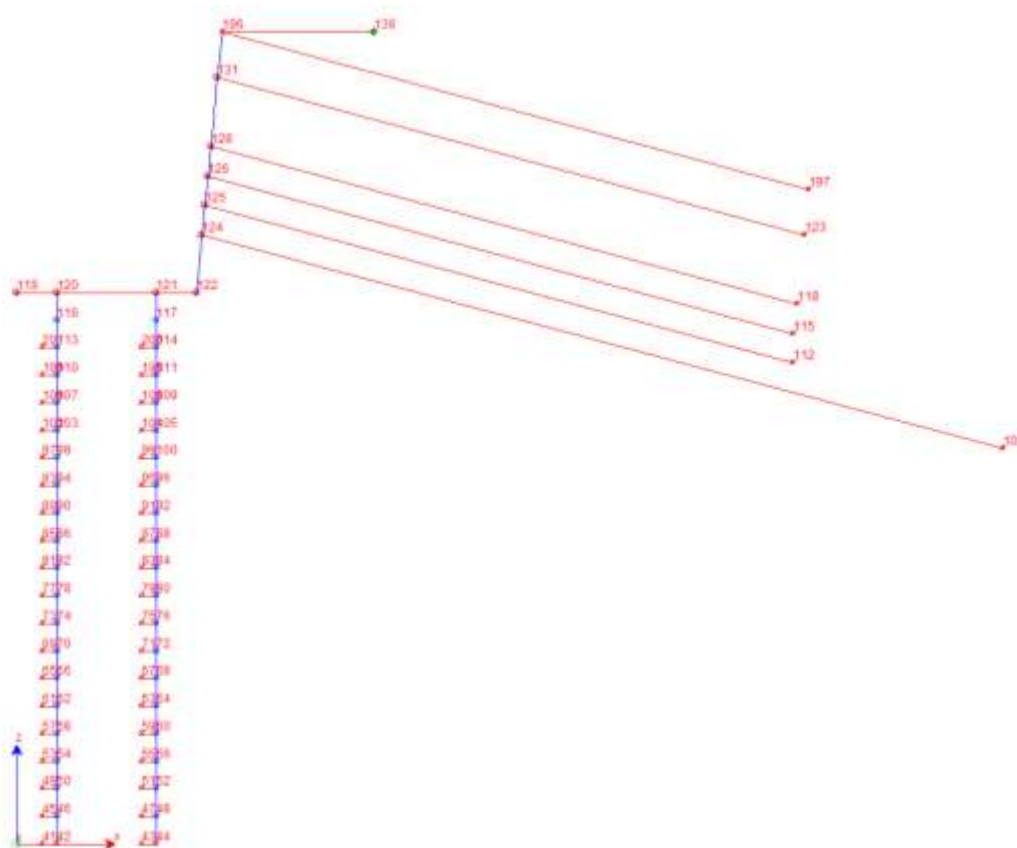
MURO TIPOLOGIA E - TRATTO 3

17 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La modellazione della struttura, dei materiali e i carichi applicati sono quelli riportati nei paragrafi 17 e 18 della relazione di calcolo.

18 MODELLO 1: FASE ATTIVA DEI TIRANTI

18.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



18.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati in vario modo al fine di ottenere le situazioni più svantaggiose per la struttura.

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	GEO 1	1,	1,	0,	0,	0,	1,	0,	0,
2	GEO 2	1,	1,	1,3	0,	0,	1,	0,	0,
3	GEO 3	1,	1,	1,3	0,	0,	1,	0,	1,3
4	GEO S1	1,	1,	1,	1,	0,	1,	0,	0,6
5	GEO S2	1,	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,6
6	GEO S3	1,	1,	1,	1,	0,	1,	1,	0,6

18.3 RISULTATI DELL'ANALISI

MODELLI_DI_CALCULO\TIPOLOGIA_E\TRATTO_3\MODELLO_GEO\TIRANTATO_MODELLO_1_GEO_V02.dt

Pilastro Sezione numero 3 Circolare PALO

Sforzo normale	Min asta 116 120 -5628.9 [kg]	Comb. 3 Max asta 121 117 74802.5 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 74 70 -0.3 [kg]	Comb. 5 Max asta 96 92 2.3 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 68 64 -290.9 [kg]	Comb. 3 Max asta 116 120 2926.1 [kg]	Comb. 1

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Momento torcente	Min asta 117 114 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 121 117 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 96 92 -7.0 [kgm]	Comb. 5	Max asta 96 92 1.3 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 116 120 -16440.3 [kgm]	Comb. 1	Max asta 121 117 13966.7 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 1 Quals. TIRANTE 90 T

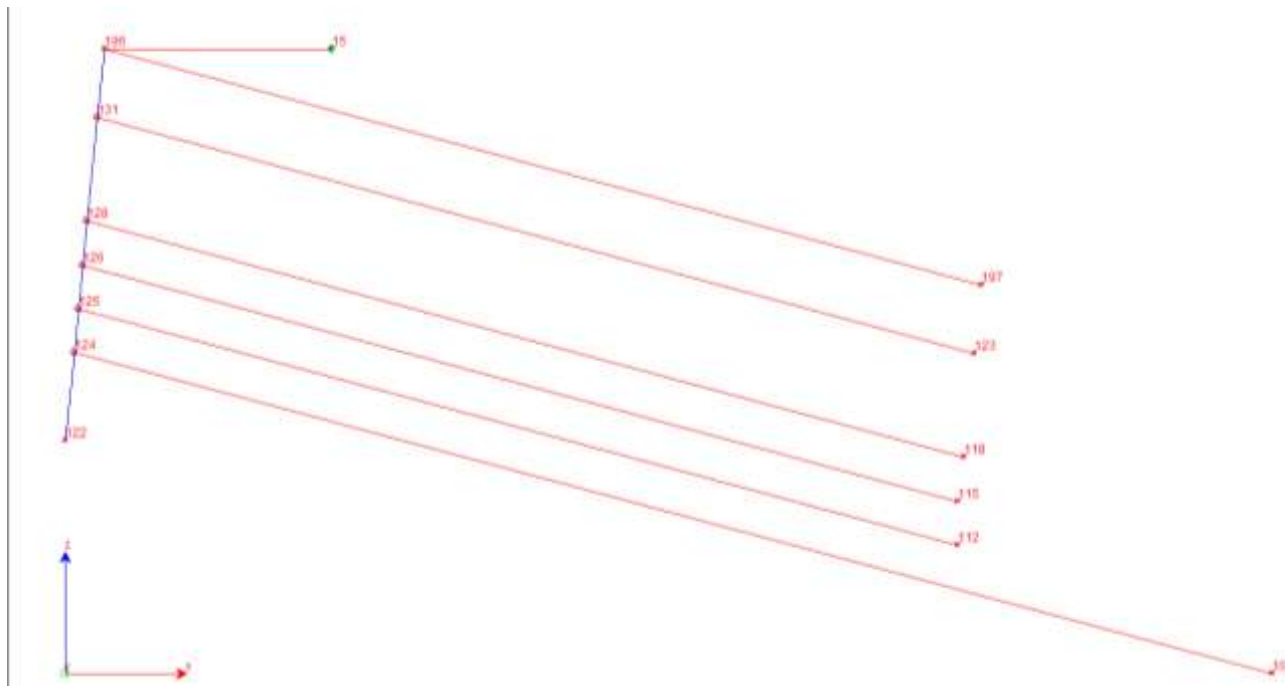
Sforzo normale	Min asta 124 101 1302.9 [kg]	Comb. 6	Max asta 124 101 2407.1 [kg]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 6	Max asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 124 101 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 124 101 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 101 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 2 Quals. TIRANTE DYWIDAG

Sforzo normale	Min asta 131 123 645.9 [kg]	Comb. 6	Max asta 125 112 2451.9 [kg]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 128 118 0.0 [kg]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 128 118 -0.0 [kgm]	Comb. 6	Max asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1

19 MODELLO 2: FASE PASSIVA DEL TIRANTE

19.1 SCHEMA DI CALCOLO DEL MURO



19.2 COMBINAZIONI DI CARICO

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	GEO 1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,	0,
2	GEO 2	1,	1,	1,3	0,	0,	0,	0,	0,
3	GEO 3	1,	1,	1,3	0,	0,	0,	0,	1,3
4	GEO S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,	0,6
5	GEO S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,6
6	GEO S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,	1,	0,6

19.3 RISULTATI DELL'ANALISI

MODELLI_DI_CALCULO\TIPOLOGIA_E\TRATTO_3\MODELLO_GEO\TIRANTATO_MODELLO_2_GEO_V02.dt

Trave Sezione numero 1 Quals. TIRANTE 90 T

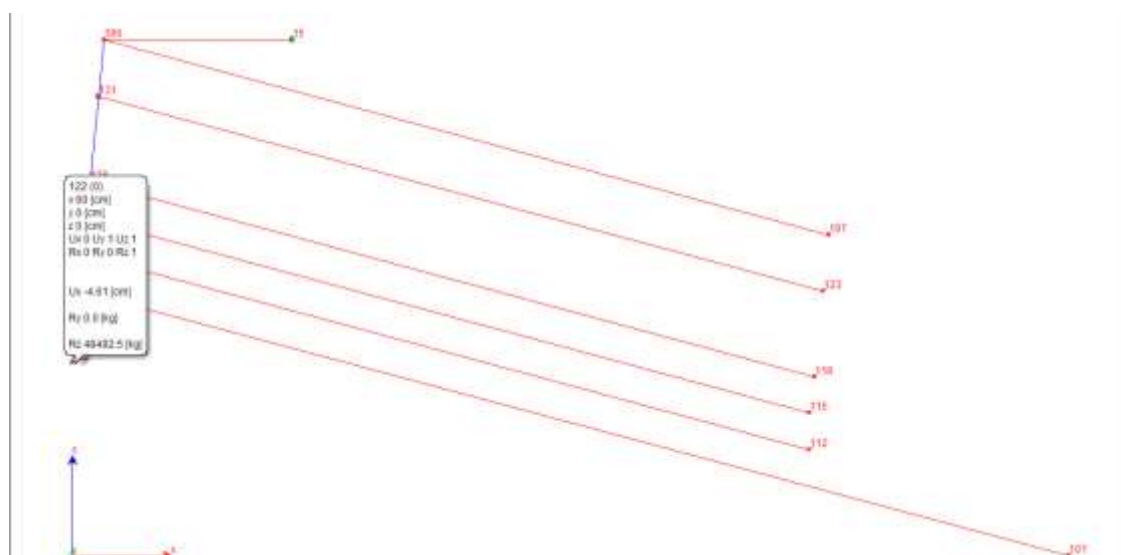
Sforzo normale	Min asta 124 101 -21126.8 [kg]	Comb. 5	Max asta 124 101 -17888.2 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 124 101 -0.0 [kg]	Comb. 5	Max asta 124 101 -0.0 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 124 101 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 101 0.0 [kgm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 124 101 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 124 101 -0.0 [kgm]	Comb. 1

Trave Sezione numero 2 Quals. TIRANTE DYWIDAG

Sforzo normale	Min asta 125 112 -17944.0 [kg]	Comb. 5	Max asta 196 197 10243.9 [kg]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 196 197 -0.0 [kg]	Comb. 2	Max asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1	Max asta 126 115 0.0 [kg]	Comb. 1
Momento torcente	Min asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 115 0.0 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 5	Max asta 196 197 0.0 [kgm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1	Max asta 126 115 -0.0 [kgm]	Comb. 1

19.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA

Reazione vincolare di appoggio alla base



prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

20 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

PALO	N [daN]
Combo 3 Mod.1	187008 [compres]

TIRANTE DYWIDAG

Considerando che le barre dywidag sono poste ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

DYWIDAG	N [daN]
Combo 5 Mod. 2	-44875 [traz]

TIRANTE A TREFOLI DA 90 t

Considerando che il tirante è posto ad un interasse in direzione longitudinale di 2.50 m si ha:

TIRANTE	N [daN]
Combo 5 Mod. 2	-52818 [traz]

21 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

I pali presentano un diametro di 120 cm e una lunghezza di 20,00 m, sono inseriti per l'intera lunghezza all'interno dell'Unità di S. Maria di Ciciliano (U.S.M.C.).

PORTANZA DI PROGETTO	R_{c,k} = 224875 daN
	R_{t,k} = -182085 daN

Confrontando la portanza di progetto con i valori delle sollecitazioni agenti sul palo maggiormente sollecitato nelle diverse combinazioni di carico si osserva che la verifica risulta soddisfatta.

Coefficienti usati per la valutazione della portanza di progetto:

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA PALI

γ_{R2} [traz.]	γ_{R2} [compr.]	γ_{R2} [punta]
1,60	1,45	1,70
>10 VERTICALI INDAGATE		
ξ_3 =	1,40	Parametri medi
ξ_4 =	1,21	Parametri minir

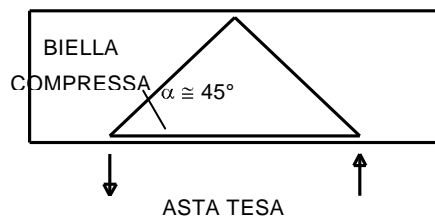
prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

L [m] =	20,00	Lunghezza			
d _{foro} [mm] =	1200,00	Diametro perforazione			
P _{palo} =	56520	daN			
VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri medi					
1 - U.S.M.C.			2 -		
Spess. [ΔH m]	20,00		Spess. [ΔH m]	0,00	
φ [°]=	24		φ [°]=		
γ [daN/mc]=	2100		γ [daN/mc]=		
c [daN/cm ^q]=	0,2		c [daN/cm ^q]=		
k =	0,40		k =	0,50	
μ=	0,45		μ=	0,00	
z [m] =	10,00		z [m] =	20,00	
Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche					
TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO					
Q _{im} =	Σ (ΔLxΔHxτ)				
ΔL	πxd _{foro}	Circonferenza micropalo			
τ =	kxσ _v xμ	resistenza di attrito tangenziale			
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo				
μ=	tan φ	Coefficiente di attrito			
NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO					
STRATO 1	267884	daN			
STRATO 2	0	daN	R _{d,lat} trazione=	-119591	daN
STRATO 3	0	daN	R _{d,lat} compres=	131963	daN
TOT.	267884	daN			
Carico limite verticale DI PUNTA					
Q _{im} =	Σ (N _c xσ _c +N _q xσ _v)xA				
φ' ₁ [°]=	21		φ' ₂ [°]=	-3	
Nc1 =	14,1		Nc2 =	0	
Nq1 =	7,26		Nq2 =	0	
STRATO 1	376469	daN			
STRATO 2	0	daN			
STRATO 3	0	daN	R _{d,punta} =	158180	daN
TOT.	376469	daN			

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri minimi			
1 - U.A. ALTERATA		2 -	
Spess. [ΔH m]	20,00	Spess. [ΔH m]	0,00
φ [°]=	22	φ [°]=	
γ [daN/mc]=	2100	γ [daN/mc]=	
c [daN/cm ^q]=	0,1	c [daN/cm ^q]=	
k =	0,40	k =	0,50
μ =	0,40	μ =	0,00
z [m] =	10,00	z [m] =	20,00
Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche			
TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO			
$Q_{lim} =$	$\Sigma(\Delta L \times \Delta H \times \tau)$		
ΔL	$\pi \times d_{foro}$	Circonferenza micropalo	
$\tau =$	$k \times \sigma_v \times \mu$	resistenza di attrito tangenziale	
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo		
$\mu =$	$\tan \varphi$	Coefficiente di attrito	
NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO			
STRATO 1	243094 daN		
STRATO 2	0 daN	R_{d,lat} trazione=	-125565 daN
STRATO 3	0 daN	R_{d,lat} compres=	138554 daN
TOT.	243094 daN		
Carico limite verticale DI PUNTA			
$Q_{im} =$	$\Sigma(N_c \times c + N_q \times \sigma_v) \times A$		
φ'_1 [°]=	19	φ'_2 [°]=	-3
Nc1 =	12,1	Nc2 =	0
Nq1 =	5,9	Nq2 =	0
STRATO 1	293823 daN		
STRATO 2	0 daN		
STRATO 3	0 daN	R_{d,punta}=	142840 daN
TOT.	293823 daN		

ARMATURA AGGIUNTIVA IN TESTA AI PALI

La platea, realizzata in calcestruzzo armato, presenta uno spessore di 150 cm ed una larghezza di 680 cm. Il modello di calcolo usato per la verifica è a traliccio di Morsch:



Il valore dello sforzo normale massimo agente sul palo è di 187008 daN.

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

ARMATURA IN TESTA A PALI			
Il calcolo viene condotto considerando un comportamento a traliccio di Morsch			
f_{yk} [daN/cm ²]	4500,00		
$\gamma_s =$	1,15		
f_{yd} [daN/cm ²]	3913,04		
A_{res} [cm ²] =	47,79	8Φ 22+4Φ 26	[51,65]

La platea è armata con 7 Φ 22 al metro lineare, in testa ai pali si ha una armatura di 8 Φ 22 che viene integrata con una armatura aggiuntiva di 4 Φ 26.

22 VERIFICA ANCORAGGIO TIRANTE A TREFOLI

Metodo di Bustamante-Doix			
Massima azione di progetto al metro lineare di parete	P_{dALM} [daN]	21127	
Interasse tiranti	i [m]	2,5	
Azione di progetto sul tirante	P_d [daN]	52817,5	TIRANTE A 6 TREFOLI
Coeff parziale resistenza ancoraggi	$\gamma_{Ra,p}$	1,2	Tab 6.6.I
Peso Terreno	γ_t [kg/m ³]	2050	
Diametro nominale foro	d_h [m]	0,22	
Resistenza media	$(R_{a,c})_{medio}$ [daN/m ²]	15000	Da rel. geotecnica
Resistenza minima	$(R_{a,c})_{min}$	13000	Da rel. geotecnica
numero di profili di indagine	ξ_{a3}	1,6	Tab 6.6.III
numero di profili di indagine	ξ_{a4}	1,55	Tab 6.6.III
Resistenza caratteristica	R_{ak} [daN/m ²]	8387	
Resistenza di progetto	$R_{ad} = R_{ak}/\gamma_R$ [daN/m ²]	6989	
Lunghezza Fondazione	L [m]	18	
alfa (IRS)		1,15	fat. increment. dip. dall'inst
Capacità limite dell'insieme terreno-tirante	T [daN]	99994	OK

23 VERIFICA ANCORAGGIO BARRE DYWIDAG

Metodo di Bustamante-Doix			
Massima azione di progetto	P_d [daN]	17945	
Interasse tiranti	i [m]	2,5	
Azione di progetto sul tirante	P_d [daN]	44862,5	
Coeff parziale resistenza ancoraggi	$\gamma_{Ra,p}$	1,2	
Peso Terreno	γ_t [kg/m ³]	2050	
Diametro nominale foro	d_h [m]	0,11	
Resistenza media	$(R_{a,c})_{medio}$ [daN/m ²]	15000	
Resistenza minima	$(R_{a,c})_{min}$	13000	
numero di profili di indagine	ξ_{a3}	1,6	
numero di profili di indagine	ξ_{a4}	1,55	
Resistenza caratteristica	R_{ak} [daN/m ²]	8387	
Resistenza di progetto	$R_{ad} = R_{ak}/\gamma_R$ [daN/m ²]	6989	
Lunghezza Fondazione	L [m]	22	
alfa (IRS)		1,15	
Capacità limite dell'insieme terreno-tirante	T [daN]	61107	OK

MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 1

24 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La modellazione della struttura, dei materiali e i carichi applicati sono quelli riportati nei paragrafi 24 e 25 della relazione di calcolo.

25 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 3.40 m si ha:

PALO	N [daN]	M [daNm]
Combo 6	163286 [compres]	178874
Combo 3	105516 [compres]	- 240295

26 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

I pali presentano un diametro di 120 cm e una lunghezza di 20,00 m, sono inseriti per la loro intera lunghezza all'interno dell'Unità di S. Maria di Ciciliano (U.S.M.C.).

La capacità portante del palo in condizioni di progetto è pari a:

PORTANZA DI PROGETTO	R_{c,k} =	298052 daN
	R_{t,k} =	-217243 daN

Confrontando la portanza di progetto con i valori delle sollecitazioni agenti sul palo maggiormente sollecitato nelle diverse combinazioni di carico si osserva che la verifica risulta soddisfatta.

Coefficienti usati per la valutazione della portanza di progetto:

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri medi

1 - U.S.M.C.		2 -	
Spess. [ΔH m]	20,00	Spess. [ΔH m]	0,00
φ [°]=	24	φ [°]=	
γ [daN/mc]=	2100	γ [daN/mc]=	
c [daN/cm ²]=	0,2	c [daN/cm ²]=	
k =	0,40	k =	0,50
μ =	0,45	μ =	0,00
z [m] =	10,00	z [m] =	20,00

Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche

TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO

$Q_{lim} =$	$\sum (\Delta L \times \Delta H \times \tau)$		
ΔL	$\pi \times d_{foro}$	Circonferenza micropalo	
$\tau =$	$k \times \sigma_v \times \mu$	resistenza di attrito tangenziale	
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo		
$\mu =$	$\tan \varphi$	Coefficiente di attrito	

NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO

STRATO 1	267884 daN		
STRATO 2	0 daN	R_{d,lat} trazione=	-153077 daN
STRATO 3	0 daN	R_{d,lat} compres=	166388 daN
TOT.	267884 daN		

Carico limite verticale DI PUNTA

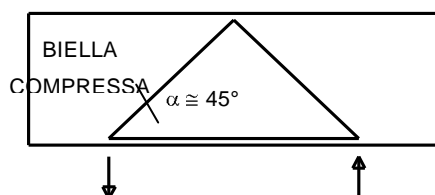
$Q_{lim} =$	$\sum (N_c \times c + N_q \times \sigma_v) \times A$		
φ'_1 [°]=	21	φ'_2 [°]=	-3
Nc1 =	14,1	Nc2 =	0
Nq1 =	7,26	Nq2 =	0
STRATO 1	376469 daN		
STRATO 2	0 daN		
STRATO 3	0 daN	R_{d,punta}=	199190 daN
TOT.	376469 daN		

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri minimi

1 - U.A. ALTERATA		2 -	
Spess. [ΔH m]	20,00	Spess. [ΔH m]	0,00
φ [°]=	22	φ [°]=	
γ [daN/mc]=	2100	γ [daN/mc]=	
c [daN/cm ^q]=	0,1	c [daN/cm ^q]=	
k =	0,40	k =	0,50
μ =	0,40	μ =	0,00
z [m] =	10,00	z [m] =	20,00
Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche			
TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO			
$Q_{lim} =$	$\Sigma(\Delta L \times \Delta H \times \tau)$		
ΔL	$\pi \times d_{foro}$	Circonferenza micropalo	
$\tau =$	$k \times \sigma_v \times \mu$	resistenza di attrito tangenziale	
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo		
$\mu =$	$\tan \varphi$	Coefficiente di attrito	
NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO			
STRATO 1	243094 daN		
STRATO 2	0 daN	$R_{d,lat}$ trazione=	-160723 daN
STRATO 3	0 daN	$R_{d,lat}$ compres=	174699 daN
TOT.	243094 daN		
Carico limite verticale DI PUNTA			
$Q_{lim} =$	$\Sigma(N_c \times c + N_q \times \sigma_v) \times A$		
φ'_1 [°]=	19	φ'_2 [°]=	-3
$N_{c1} =$	12,1	$N_{c2} =$	0
$N_{q1} =$	5,9	$N_{q2} =$	0
STRATO 1	293823 daN		
STRATO 2	0 daN		
STRATO 3	0 daN	$R_{d,punta} =$	179873 daN

ARMATURA AGGIUNTIVA IN TESTA AI PALI

La platea, realizzata in calcestruzzo armato, presenta uno spessore di 150 cm ed una larghezza di 680 cm. Il modello di calcolo usato per la verifica è a traliccio di Morsch:



ASTA TESA

Il valore dello sforzo normale massimo agente sul palo è di 163286 daN.

ARMATURA IN TESTA A PALI				
Il calcolo viene condotto considerando un comportamento a traliccio di Morsch				
f_{yk} [daN/cm ²]	4500,00			
$\gamma_s =$	1,15			
f_{yd} [daN/cm ²]	3913,04			
A_{res} [cm ²]	41,73		8 Φ 18+5 Φ 26 [46,91]	

La platea è armata con 7 Φ 18 al metro lineare, in testa ai pali si ha una armatura di 8 Φ 18 che viene integrata con una armatura aggiuntiva di 5 Φ 26.

MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 2

27 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La modellazione della struttura, dei materiali e i carichi applicati sono quelli riportati nei paragrafi 29 e 30 della relazione di calcolo.

28 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

PALO

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 3.00 m si ha:

PALO	N [daN]	M [daNm]
Combo 3	72238 [compres]	63834
Combo 6	102342 [compres]	61905

29 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

I pali presentano un diametro di 80 cm e una lunghezza di 15,00 m, sono inseriti per la loro intera lunghezza all'interno dell'Unità di S. Maria di Ciciliano (U.S.M.C.).

La capacità portante del palo in condizioni di progetto è pari a:

PORTANZA DI PROGETTO	R_{c,k} =	106413 daN
	R_{t,k} =	-59214 daN

Confrontando la portanza di progetto con i valori delle sollecitazioni agenti sul palo maggiormente sollecitato nelle diverse combinazioni di carico si osserva che la verifica risulta soddisfatta.

Coefficienti usati per la valutazione della portanza di progetto:

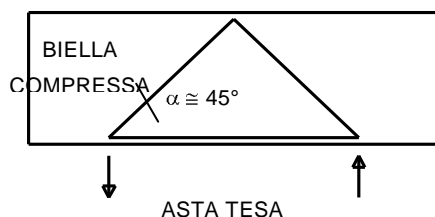
VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri medi							
1 - U.S.M.C.				2 -			
Spess. [ΔH m]	15,00		Spess. [ΔH m]	0,00			
φ [°]=	24		φ [°]=				
γ [daN/mc]=	2100		γ [daN/mc]=				
c [daN/cm ^q]=	0,2		c [daN/cm ^q]=				
k =	0,40		k =	0,50			
μ =	0,45		μ =	0,00			
z [m] =	7,50		z [m] =	15,00			
Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche							
TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO							
$Q_{lim} =$	$\Sigma (\Delta L x \Delta H x \tau)$						
ΔL	$\pi x d_{foro}$	Circonferenza micropalo					
$\tau =$	$k x \sigma_v x \mu$	resistenza di attrito tangenziale					
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo						
$\mu =$	$\tan \varphi$	Coefficiente di attrito					
NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO							
STRATO 1	98694 daN						
STRATO 2	0 daN	R_{d,lat} trazione=	-56397 daN				
STRATO 3	0 daN	R_{d,lat} compres=	61301 daN				
TOT.	98694 daN						
Carico limite verticale DI PUNTA							
$Q_{lim} =$	$\Sigma (N_c x c + N_q x \sigma_v) x A$						
φ'_1 [°]=	21	φ'_2 [°]=	-3				
Nc1 =	14,1	Nc2 =	0				
Nq1 =	7,26	Nq2 =	0				
STRATO 1	129022 daN						
STRATO 2	0 daN						
STRATO 3	0 daN	R_{d,punta}=	68265 daN				
TOT.	129022 daN						

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri minimi

1 - U.A. ALTERATA		2 -	
Spess. [ΔH m]	15,00	Spess. [ΔH m]	0,00
φ [°]=	22	φ [°]=	
γ [daN/mc]=	2100	γ [daN/mc]=	
c [daN/cm ^q]=	0,1	c [daN/cm ^q]=	
k =	0,40	k =	0,50
μ =	0,40	μ =	0,00
z [m] =	7,50	z [m] =	15,00
Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche			
TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO			
$Q_{lim} =$	$\Sigma(\Delta L \times \Delta H \times \tau)$		
ΔL	$\pi \times d_{foro}$	Circonferenza micropalo	
$\tau =$	$k \times \sigma_v \times \mu$	resistenza di attrito tangenziale	
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo		
$\mu =$	$\tan \varphi$	Coefficiente di attrito	
NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO			
STRATO 1	89561 daN		
STRATO 2	0 daN	$R_{d,lat}$ trazione=	-59214 daN
STRATO 3	0 daN	$R_{d,lat}$ compres=	64363 daN
TOT.	89561 daN		
Carico limite verticale DI PUNTA			
$Q_{lim} =$	$\Sigma(N_c \times c + N_q \times \sigma_v) \times A$		
φ'_1 [°]=	19	φ'_2 [°]=	-3
Nc1 =	12,1	Nc2 =	0
Nq1 =	5,9	Nq2 =	0
STRATO 1	99464 daN		
STRATO 2	0 daN		
STRATO 3	0 daN	$R_{d,punta} =$	60890 daN
TOT.	99464 daN		

ARMATURA AGGIUNTIVA IN TESTA AI PALI

La platea, realizzata in calcestruzzo armato, presenta uno spessore di 100 cm ed una larghezza di 680 cm. Il modello di calcolo usato per la verifica è a traliccio di Morsch:



Il valore dello sforzo normale massimo agente sul palo è di 102342 daN.

ARMATURA IN TESTA A PALI			
Il calcolo viene condotto considerando un comportamento a traliccio di Morsch			
f_{yk} [daN/cm ²]	4500,00		
$\gamma_s =$	1,15		
f_{yd} [daN/cm ²]	3913,04		
A_{res} [cm ²]	26,15		5 Φ 18+3 Φ 26 [28,65]

La platea è armata con 7 Φ 18 al metro lineare, in testa ai pali si ha una armatura di 5 Φ 18 che viene integrata con una armatura aggiuntiva di 3 Φ 26.

MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 3

30 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La modellazione della struttura, dei materiali e i carichi applicati sono quelli riportati nei paragrafi 34 e 35 della relazione di calcolo.

31 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Considerando che i pali sono posti ad un interasse in direzione longitudinale di 5.10 m si ha:

PALO	N [daN]	M [daNm]
Combo 3a	71058 [compres]	44355
Combo 3b	56115 [compres]	-47507

32 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

I pali presentano un diametro di 80 cm e una lunghezza di 15,00 m, sono inseriti per la loro intera lunghezza all'interno dell'Unità di S. Maria di Ciciliano (U.S.M.C.).

La capacità portante del palo in condizioni di progetto è pari a:

PORTANZA DI PROGETTO	R_{c,k} =	106413 daN
	R_{t,k} =	-59214 daN

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

Confrontando la portanza di progetto con i valori delle sollecitazioni agenti sul palo maggiormente sollecitato nelle diverse combinazioni di carico si osserva che la verifica risulta soddisfatta.

Coefficienti usati per la valutazione della portanza di progetto:

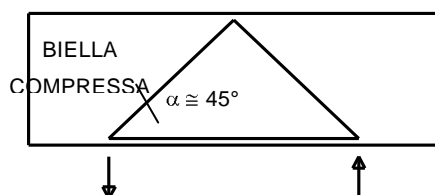
VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri medi					
1 - U.S.M.C.			2 -		
Spess. [ΔH m]	15,00		Spess. [ΔH m]	0,00	
φ [°]=	24		φ [°]=		
γ [daN/mc]=	2100		γ [daN/mc]=		
c [daN/cm ^q]=	0,2		c [daN/cm ^q]=		
k =	0,40		k =	0,50	
μ =	0,45		μ =	0,00	
z [m] =	7,50		z [m] =	15,00	
Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche					
TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO					
$Q_{lim} =$	$\Sigma(\Delta L \times \Delta H \times \tau)$				
ΔL	$\pi \times d_{foro}$		Circonferenza micropalo		
$\tau =$	$k \times \sigma_v \times \mu$		resistenza di attrito tangenziale		
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo				
$\mu =$	$\tan \varphi$		Coefficiente di attrito		
NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO					
STRATO 1	98694 daN				
STRATO 2	0 daN		R_{d,lat} trazione=	-56397 daN	
STRATO 3	0 daN		R_{d,lat} compres=	61301 daN	
TOT.	98694 daN				
Carico limite verticale DI PUNTA					
$Q_{lim} =$	$\Sigma(N_c \times c + N_q \times \sigma_v) \times A$				
φ'_1 [°]=	21		φ'_2 [°]=	-3	
Nc1 =	14,1		Nc2 =	0	
Nq1 =	7,26		Nq2 =	0	
STRATO 1	129022 daN				
STRATO 2	0 daN				
STRATO 3	0 daN		R_{d,punta}=	68265 daN	
TOT.	129022 daN				

VERIFICHE GEOTECNICHE- Parametri minimi

1 - U.A. ALTERATA		2 -	
Spess. [ΔH m]	15,00	Spess. [ΔH m]	0,00
φ [°]=	22	φ [°]=	
γ [daN/mc]=	2100	γ [daN/mc]=	
c [daN/cm ^q]=	0,1	c [daN/cm ^q]=	
k =	0,40	k =	0,50
μ =	0,40	μ =	0,00
z [m] =	7,50	z [m] =	15,00
Carico limite verticale per ATTRITO LATERALE con formule statiche			
TRASCURANDO IL PRIMO METRO DI PALO			
$Q_{lim} =$	$\Sigma(\Delta L \times \Delta H \times \tau)$		
ΔL	$\pi \times d_{foro}$	Circonferenza micropalo	
$\tau =$	$k \times \sigma_v \times \mu$	resistenza di attrito tangenziale	
k =	Coefficiente empirico dipendente dalle modalità di esecuzione del palo		
$\mu =$	$\tan \varphi$	Coefficiente di attrito	
NELLA VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE SI TRASCURA IL PRIMO METRO DI MICROPALO			
STRATO 1	89561 daN		
STRATO 2	0 daN	$R_{d,lat}$ trazione=	-59214 daN
STRATO 3	0 daN	$R_{d,lat}$ compres=	64363 daN
TOT.	89561 daN		
Carico limite verticale DI PUNTA			
$Q_{lim} =$	$\Sigma(N_c \times c + N_q \times \sigma_v) \times A$		
φ'_1 [°]=	19	φ'_2 [°]=	-3
Nc1 =	12,1	Nc2 =	0
Nq1 =	5,9	Nq2 =	0
STRATO 1	99464 daN		
STRATO 2	0 daN		
STRATO 3	0 daN	$R_{d,punta} =$	60890 daN
TOT.	99464 daN		

ARMATURA AGGIUNTIVA IN TESTA AI PALI

La platea, realizzata in calcestruzzo armato, presenta uno spessore di 100 cm ed una larghezza di 600 cm. Il modello di calcolo usato per la verifica è a traliccio di Morsch:



prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

ASTA TESA

Il valore dello sforzo normale massimo agente sul palo è di 71058 daN.

ARMATURA IN TESTA A PALI					
Il calcolo viene condotto considerando un comportamento a traliccio di Morsch					
f_{yk} [daN/cm ²]	4500,00				
$\gamma_s =$	1,15				
f_{yd} [daN/cm ²]	3913,04				
A_{res} [cm ²]	18,16			5 Φ 18+2 Φ 26 [23,32]	

La platea è armata con 7 Φ 18 al metro lineare, in testa ai pali si ha una armatura di 5 Φ 18 che viene integrata con una armatura aggiuntiva di 2 Φ 26.

MURO TIPOLOGIA F – TRATTO 4

Viene realizzato come il muro tipologia F tratto 2, poiché presenta stesso spessore della parete, ma con una altezza del muro e larghezza della soletta a sbalzo inferiori.

MURI DI CIGLIO

33 VERIFICA DI RESISTENZA MICROPALI

Il carico massimo sul micropalo, dovuto al peso della platea e al momento indotto dalle spinte sul muro di sostegno è pari a:

$$N_{ED} = 33080 \text{ daN}$$

Essendo l'armatura del micropalo costituita da tubi in acciaio FE510 di diametro esterno 114.3 mm e spessore 10 mm si ricava:

$$N_{c,Rd} = 110726 \text{ kg/cm}^2.$$

Progettista:

Prof. Ing. Claudio Comastri

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

RELAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

1 PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito del progetto esecutivo degli interventi di consolidamento parietale della rupe di Massa Martana; in particolare riguarda il completamento degli interventi in parete e del ciglio superiore nel tratto compreso tra via delle Piagge e via del Mattatoio Vecchio.

L'intervento di consolidamento, inserito all'interno di un articolato progetto di consolidamento della Rupe di Massa Martana e di recupero del centro storico, è concepito in maniera tale da conferire alle pareti Ovest e Nord della Rupe una continuità materiale e una maggiore stabilità di insieme.

In via preliminare è necessario procedere al diserbo e al taglio della vegetazione, alla demolizione dei massi rocciosi instabili e alla pulizia della parete. L'intervento di consolidamento prevede l'introduzione di iniezioni a bassa pressione e l'inserimento di barre metalliche, tese a saturare gli spazi e le cavità, senza imporre pressioni esterne, per conferire alla rupe una maggiore stabilità di insieme. Tiranti passivi sono stati previsti per ancorare la parte esterna consolidata al corpo interno della rupe e canne drenanti sono introdotte per mantenere l'equilibrio idraulico del sistema.

Gli interventi del presente appalto interessano un fronte di 112 m per un'altezza massima di 13 m. Gli interventi sono differenziati in due tipologie di consolidamento, denominate INTERVENTO TIPOLOGIA E ed INTERVENTO TIPOLOGIA F.

L'INTERVENTO TIPO E, si estende dalla sezione 43 alla sezione 53a.

L'intervento prevede la realizzazione di un muro in cemento armato, tirantato al piede da tiranti a trefoli di tipo attivo da 90 tonnellate e lunghezza 30 m, disposti ad interasse longitudinale di 2,5 m, il tiro di bloccaggio del tirante è di 60 t. Il muro è fondato su due file di pali del diametro di 120 cm, posti ad interasse trasversale di 3,60 m e longitudinale di 2,50 m; l'altezza massima del muro, escluso il parapetto, è $h = 13,00$ m. La platea di fondazione ha spessore 150 cm e larghezza 680 cm.

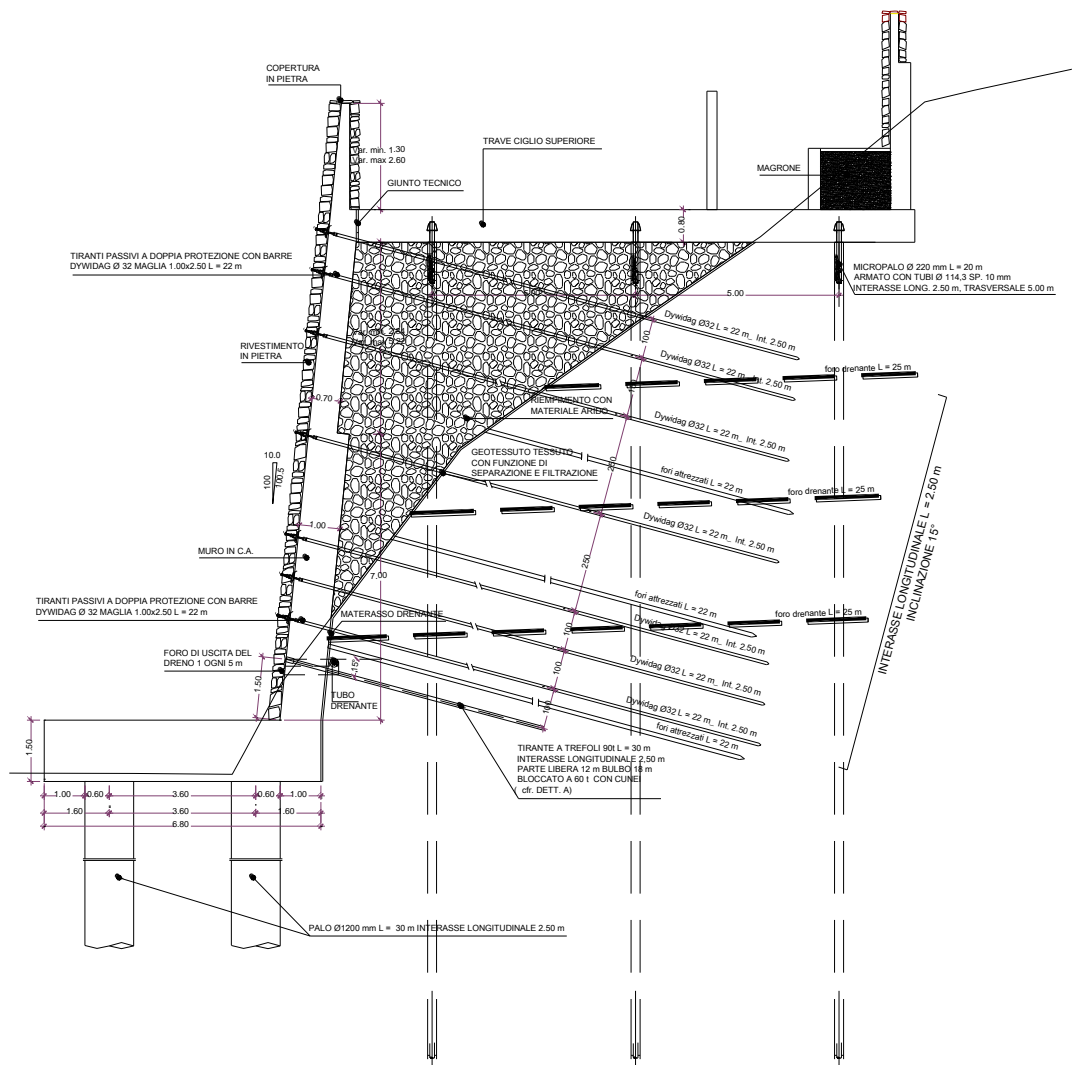
La parete in calcestruzzo viene ancorata alla rupe, con tiranti passivi realizzati con barre Dywidag da 32 mm lunghezza 22 m ed interasse longitudinale di 2,50 m.

E' possibile individuare all'interno della tipologia E tre diversi tratti, che si differenziano tra loro per la lunghezza dei pali, il numero di file di tiranti passivi posti lungo la parete e lo spessore della parete:

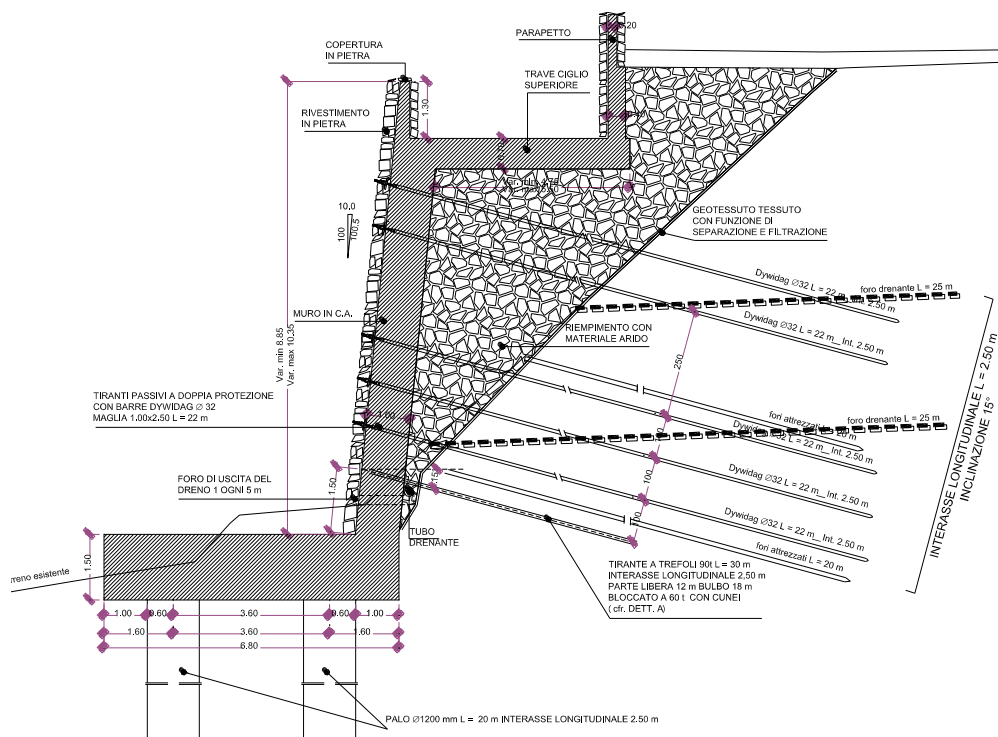
- TRATTO E1 [sez. 43 – 49a]: Altezza massima parete 12,70 m, altezza media 11,20 m, lunghezza pali 30,00 m, tiranti passivi n.7 file, spessore parete 100 cm alla base e 70 cm in sommità;
- TRATTO E2 [sez. 49a – 51a]: Altezza massima parete 12,00 m, altezza media 10,50 m, lunghezza pali 30,00 m, tiranti passivi n.5 file, spessore parete 100 cm alla base e 70 cm in sommità;

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

- **TRATTO E3** [sez. 51a – 53a]: Altezza massima parete 9,05 m, altezza media 8,30 m, lunghezza pali 20,00 m, tiranti passivi n.5 file, spessore parete 100 cm. Questa tipologia di muro presenta in sommità una soletta a sbalzo di spessore 70 cm e lunghezza media 5,10 m.



INTERVENTO TIPO E1-E2



INTERVENTO TIPO E3

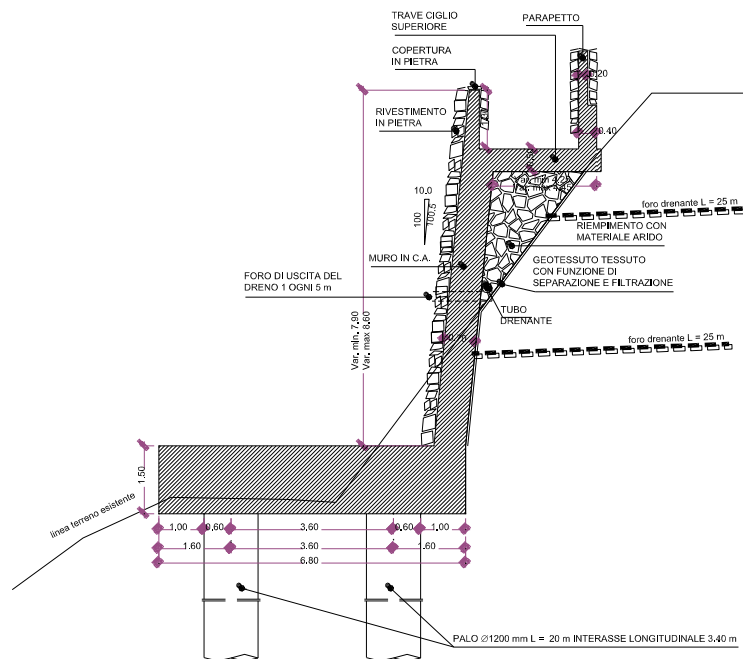
Prima della costruzione del muro, la parete della rupe verrà consolidata con iniezioni ad alta pressione di malta cementizia realizzate mediante la predisposizione di canne in PVC valvolate di lunghezza 20 m e maglia 2,50x3,00, per la saturazione delle cavità e delle fratture.

L' INTERVENTO TIPO F, si estende dalla sezione 53a alla sezione 68a.

L'intervento prevede la realizzazione di un muro in cemento armato, fondato su due file di pali, in sommità è presente una soletta a sbalzo che costituisce il camminamento.

E' possibile individuare all'interno della tipologia F quattro diversi tratti, che si differenziano tra loro per diversi aspetti:

- **TRATTO F1** [sez. 53a – 55a]: Altezza media parete 7,00 m, diametro pali 120 cm, lunghezza pali 20,00 m, interasse longitudinale pali 3,40 m, spessore parete 70 cm, larghezza media soletta a sbalzo 435 cm e spessore 50 cm;
- **TRATTO F2** [sez. 60 – 63a]: Altezza media parete 4,60 m, diametro pali 80 cm, lunghezza pali 15,00 m, interasse longitudinale 3,00, spessore parete 50 cm, larghezza media soletta a sbalzo 2.00 cm e spessore 40 cm;
- **TRATTO F3** [sez. 63a – 66a]: Altezza media parete 2,90 m, diametro pali 80 cm, lunghezza pali 15,00 m interasse longitudinale 5,10 m, spessore parete 40 cm;
- **TRATTO F4** [sez. 66a – 68a]: Altezza media parete 1,20 m, diametro pali 80 cm, lunghezza pali 15,00 m interasse longitudinale 3,60 m, spessore parete 40 cm, larghezza media soletta a sbalzo 100 cm e spessore 40 cm.



INTERVENTO TIPO F

Nel tratto compreso tra la sezione 55a e la sezione 60 è presente un muro già esistente, sul quale viene ancorata la soletta a sbalzo sulla quale è realizzato il camminamento e il relativo parapetto. Quando il muro è aderente alla parete della rupe si posiziona un materasso drenante con funzione di cassero; quando il muro si allontana dalla parete lo spazio viene riempito da materiale arido e la parete viene protetta con geotessuto con funzione filtrante e di separazione. Il rivestimento in pietra esterno, dello spessore medio di 25 cm, viene sostenuto da cordoli rompitratta emergenti dalla struttura in cemento armato.

2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

2.1 CALCESTRUZZO

	TIPO	Resistenza a compressione e $f_{ckcube}[N/mm^2]$	Classe di esposizione	Classe di consistenza	Minimo contenuto di cemento $[kg/m^3]$	Rapporto a/c	Contenuto massimo di cloruri
Sottofondi	C12/15	≥ 15					
Pali	C25/30	≥ 30	XC2	S4	300	<0.60	Cl 0.2
Altre opere	C28/35	≥ 35	XC2	S4	320	<0.55	Cl 0.2

Diametro massimo dell'inerte 25 mm.

2.2 ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO

TIPO	Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}[N/mm^2]$	Allungamento (A_{gt}) _k [%]	Diametro del mandrino
B450C	≥ 450	≥ 7.50	per $\phi < 12$ mm 4 ϕ per $12 < \phi < 16$ mm 5 ϕ per $16 < \phi < 25$ mm 8 ϕ

Minimo ricoprimento ferro: 40 mm.

2.3 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E STRUTTURE COMPOSTE

- Acciai laminati a caldo con profili a sezione cava ai sensi delle NORME UNI EN 10210-1:

TIPO	Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}[N/mm^2]$	Tensione caratteristica di rottura $f_{yk}[N/mm^2]$	Spessore
S355H	355	510	$t \leq 40$ mm
	335	490	$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm

2.4 Barre tipo DYWIDAG:

Chiodi tipo DYWIDAG 950/1050 N/mm² a doppia protezione:

$\phi 32$ mm qualità dell'acciaio 950/1050 N/mm²

Carico di snervamento: 760 kN

Carico di rottura: 850 kN.

tipo di barra	Ancoraggio definitivo e provvisorio			
	diametro nominale mm	qualità del acciaio N/mm ²	carico di snervamento kN	carico ultimo kN
THREADBAR® barra a filettatura continua destrorsa	26.5	950/1050WR	525	580
	32	950/1050WR	760	850
	36	950/1050WR	960	1,070
	40	950/1050WR	1,190	1,320
	47	950/1050WR	1,648	1,822

2.5 TIRANTI

Tiranti da 90 t di tipo permanente con trefoli $A_{nom} = 139 \text{ mm}^2$.

Miscele di iniezioni a base di boiaccia acqua/cemento ($a/c=0,50$) additivata contro il ritiro.

3 APPROCCIO DI CALCOLO

3.1 MURO TIPOLOGIA E

Dal momento che si tratta di muri con fondazioni profonde e parete ancorata la verifica deve essere condotta seguendo le indicazioni riportate nella tabella successiva:

FONDAZIONI PROFONDE E PARETE ANCORATA	GEO	STABILITA' GLOBALE MURO- TERRENO	1	C2: A2+M2+R2
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI	1	APP. 1: C1[STR]: A1+M1+R1 C2[GEO]: A2+M2+R2
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI		
		CARICO LIMITE DI SFILAMENTO PER CARICHI ASSIALI DI TRAZIONE		
	STR	RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI (PALI E STRUTTURA DI COLLEGAMENTO)		
GEO	SFILAMENTO ANCORAGGIO	2	C1:A1+M1+R3	

All'interno di questa relazione vengono condotte le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, attraverso la **combinazione 1 dell'approccio 1**.

- VERIFICHE DI SICUREZZA
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,
 - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

sono condotte secondo l'approccio 1: **COMBINAZIONE 1 (A1+M1+R1)**.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è riportata nella relazione geotecnica.

Le verifiche geotecniche:

- **palificata** secondo l'approccio 1, attraverso la **combinazione 2 (A2+M1+R2)**,
- **sfilamento degli ancoraggi** secondo l'approccio 2 **combinazione (A1+M1+R3)**.

3.2 MURO TIPOLOGIA F

Dal momento che si tratta di muri con fondazioni profonde e pareti non ancorate la verifica deve essere condotta seguendo le indicazioni riportate nella tabella successiva:

FONDAZIONI PROFONDE E PARETE NON ANCORATA	GEO	STABILITA' GLOBALE MURO-TERRENO	1	C2: A2+M2+R2
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI	1 OVVERO 2	APP. 1: C1[STR]: A1+M1+R1 C2[GEO]: A2+M1+R2 OVVERO APP.2: C1 [GEO/STR]: A1+M1+R3
		CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI		
		CARICO LIMITE DI SFILAMENTO PER CARICHI ASSIALI DI TRAZIONE		
	STR	RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI (PALI E STRUTTURA DI COLLEGAMENTO)		

Le verifiche STR e GEO vengono effettuate considerando **l'approccio 2**, ovvero un'unica combinazione di carico **A1+M1+R3**.

4 MODELLO DI CALCOLO

4.1 MURO TIPOLOGIA E

state realizzate due diverse modellazioni con il codice di calcolo WinStrand 2010-031 prodotto da En.Ex.Sys s.r.l..

In entrambi i casi la struttura è stata schematizzata con un modello piano composto da elementi bidimensionali di tipo FRAME:

- elementi verticali "pilastro": Sez. 1 - Muro di base, Sez. 2 muro in sommità;
- elementi orizzontali con vincolamento interno tipo "biella": Sez. 1 - Tirante realizzato con trefoli in acciaio; Sez. 2 - Tirante in Dywidag.

I modelli sono sottoposti ai carichi statici previsti dalla normativa vigente, per quanto riguarda l'azione sismica è stata valutata con metodo pseudo statico (par. 7.11.6.2.1 NTC08).

La differenza tra i due modelli sta nel vincolamento esterno:

1- in un primo modello è stata simulata la presenza della trave di fondazione, per mezzo di un elemento beam; la quale è vincolata all'esterno attraverso due aste, che simulano i due pali.

Lungo l'asse dei pali ad interasse di un metro sono disposte delle molle orizzontali che simulano

la presenza del terreno, il quale è caratterizzato da una costante di sottofondo orizzontale pari a 5 kg/cm^3 , supposta costante al variare della profondità. Per la valutazione delle caratteristiche geometriche della molla, che simulasse correttamente il comportamento del terreno, è stata imposta l'uguaglianza tra la sua deformazione assiale e quella del terreno, sotto l'azione di una forza unitaria. Le molle sono state vincolate all'esterno con degli incastri ed è stato imposto un comportamento a biella. Sul retro della parete sono inserite delle aste, vincolate all'esterno per mezzo di incastri e con comportamento a biella, che simulano la presenza dei tiranti passivi (barre dywidag) e del tirante formato da sei trefoli da 15 t ciascuno (90t). Al tirante da 90 tonnellate viene applicato un tiro permanente attivo di 60 t;

2- in un secondo modello non è simulata la trave di fondazione e i pali, ma soltanto la parete verticale che è vincolata alla base in modo da evitare movimenti di traslazione verticale, lasciando libera la traslazione orizzontale, tutti gli altri nodi del muro non presentano vincolamenti esterni. Questo modello viene usato per valutare la fase passiva di lavoro del tirante a trefoli posto alla base della parete.

4.2 MURO TIPOLOGIA F

La struttura è stata schematizzata con un modello piano composto da elementi bidimensionali di tipo FRAME:

- elementi verticali "pilastro": Sez. 1 - Muro di base, Sez. 2 - Muro di sommità

Il modello è sottoposto ai carichi statici previsti dalla normativa vigente, per quanto riguarda l'azione sismica è stata valutata con metodo pseudo statico (par. 7.11.6.2.1 NTC08).

Il vincolamento esterno è simulato dalla presenza della trave di fondazione, per mezzo di un elemento beam; la quale è vincolata all'esterno attraverso due aste, che simulano i due pali. Lungo l'asse dei pali ad interasse di un metro sono disposte delle molle orizzontali che simulano la presenza del terreno, il quale è caratterizzato da una costante di sottofondo orizzontale pari a 5 kg/cm^3 , supposta costante al variare della profondità. Per la valutazione delle caratteristiche geometriche di una molla che simulasse correttamente il comportamento del terreno è stata imposta l'uguaglianza tra la sua deformazione assiale e quella del terreno, sotto l'azione di una forza unitaria. Le molle sono state vincolate all'esterno con degli incastri ed è stato imposto un comportamento a biella.

5 MODELLAZIONE DEI MATERIALI

I materiali sono considerati con comportamento elastico lineare in particolare:

Cls armato pali $E_c = 315\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$

Cls armato fondazione e parete $E_c = 336\,000 \text{ daN/cm}^2$ per $R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio $E_a = 2\,100\,000 \text{ daN/cm}^2$

6 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche vengono valutate con analisi pseudo statica mediante metodi dell'equilibrio limite, come previsto nel par.7.11.6.2.1 delle NTC 08.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

6.1 MURO TIPOLOGIA E

Nel nostro caso il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, pertanto:

- il coefficiente $\beta_m = 1,00$;
- l'incremento di spinta dovuta al sisma va applicato a metà altezza del muro.

2		Zona sismica
C		Categoria del suolo
T2		Categoria topografica
$V_T \geq$	50 anni	Vita nominale della struttura
$C_u =$	1.5	Coefficiente d'uso – Classe d'uso: III
a_g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long. 12,523762 °]
F_0 [SLV]	2,467	Valore massimo fattore amplificazione Spettro accelerazione orizzontale
T_c^* [SLV]	0,321	Periodo inizio tratto velocità costante Spettro accelerazione orizzontale
$S_T =$	1.2	Coefficiente di amplificazione topografica
$S_S =$	1.42	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	0.322 g	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β_m	1.00	Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.322	[Coefficiente sismico per sisma orizzontale]
k_v	0.161	[Coefficiente sismico per sisma verticale]

6.2 MURO TIPOLOGIA F

Nel nostro caso, a favore di sicurezza, si suppone:

- il coefficiente $\beta_m = 1,00$;
- l'incremento di spinta dovuta al sisma applicato a metà altezza del muro.

2		Zona sismica
B		Categoria del suolo
T2		Categoria topografica
$V_T \geq$	50 anni	Vita nominale della struttura
$C_u =$	1.5	Coefficiente d'uso – Classe d'uso: III
a_g [SLV]	0,189 g	Accelerazione al suolo [Massa Martana - Lat. 42,777501 °- Long. 12,523762 °]
F_0 [SLV]	2,467	Valore massimo fattore amplificazione Spettro accelerazione orizzontale
T_c^* [SLV]	0,321	Periodo inizio tratto velocità costante Spettro accelerazione orizzontale
$S_T =$	1.2	Coefficiente di amplificazione topografica
$S_S =$	1.42	Coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	0.322 g	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β_m	1.00	Coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.322	[Coefficiente sismico per sisma orizzontale]
k_v	0.161	[Coefficiente sismico per sisma verticale]

7 COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 MURO TIPOLOGIA E

- MODELLO 1: VERIFICHE STR

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	STR1	1,	1,	0,	0,	0,	1,	0,	0,
2	STR2	1,	1,	1,5	0,	0,	1,	0,	1,5
3	STR3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	1,	0,	1,5
4	STR S1	1,	1,	1,	1,	0,	1,	0,	0,6
5	STR S2	1,	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,6
6	STR S3	1,	1,	1,	1,	0,	1,	1,	0,6

- MODELLO 2: VERIFICHE STR

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	STR1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,	0,
2	STR2	1,	1,	1,5	0,	0,	0,	0,	1,5
3	STR3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	0,	0,	1,5
4	STR S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,	0,6
5	STR S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,6
6	STR S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,	1,	0,6

- MODELLO 1: VERIFICHE GEO

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	GEO 1	1,	1,	0,	0,	0,	1,	0,	0,
2	GEO 2	1,	1,	1,3	0,	0,	1,	0,	0,
3	GEO 3	1,	1,	1,3	0,	0,	1,	0,	1,3
4	GEO S1	1,	1,	1,	1,	0,	1,	0,	0,6
5	GEO S2	1,	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,6
6	GEO S3	1,	1,	1,	1,	0,	1,	1,	0,6

- MODELLO 2: VERIFICHE GEO

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	TIRO	SISMA VER -	Q SOMMITA'
1	GEO 1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,	0,
2	GEO 2	1,	1,	1,3	0,	0,	0,	0,	0,
3	GEO 3	1,	1,	1,3	0,	0,	0,	0,	1,3
4	GEO S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,	0,6
5	GEO S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,	0,	0,6
6	GEO S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,	1,	0,6

7.2 MURO TIPOLOGIA F

- VERIFICHE STR E GEO

	Commento	P PR	SP TER	P POR	SISMA_ORIZ	SISMA VER +	Q SOMMITA'	SISMA VER -
1	1	1,	1,	0,	0,	0,	0,	0,
2	2	1,	1,	1,5	0,	0,	0,	0,
3	3	1,3	1,3	1,5	0,	0,	1,5	0,
4	S1	1,	1,	1,	1,	0,	0,6	0,
5	S2	1,	1,	1,	1,	1,	0,6	0,
6	S3	1,	1,	1,	1,	0,	0,6	1,

8 RISULTATI DELLE ANALISI

I risultati delle analisi sono riportati all'interno della relazione di calcolo rispettivamente alle pagine:

- TIPOLOGIA E – TRATTO 1:
VERIFICHE STR: pag. 41
VERIFICHE GEO: pag. 144
- TIPOLOGIA E – TRATTO 2:
VERIFICHE STR: pag. 59
VERIFICHE GEO: pag. 154
- TIPOLOGIA E – TRATTO 3:

prof. ing. Claudio Comastri
dott. ing. Rodolfo Biondi
dott. ing. Giuseppe Federici
dott. geol. Luca Domenico Venanti

VERIFICHE STR: pag. 80

VERIFICHE GEO: pag. 162

- TIPOLOGIA F – TRATTO 1:

VERIFICHE STR: pag. 98

VERIFICHE GEO: pag. 166

- TIPOLOGIA F – TRATTO 2:

VERIFICHE STR: pag. 112

VERIFICHE GEO: pag. 169

- TIPOLOGIA F – TRATTO 3:

VERIFICHE STR: pag. 124

VERIFICHE GEO: pag. 172

- TIPOLOGIA F – TRATTO 4:

- Viene realizzato come il muro tipologia F tratto 2, poiché presenta stesso spessore della parete, ma con una altezza del muro e larghezza della soletta a sbalzo inferiori.

- MURI DI CIGLIO:

VERIFICHE STR: pag. 129 - 175

Progettista:

Prof. Ing. Claudio Comastri