



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiCHe**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

PRIN 2015 – Mitigating the impacts of  
natural hazards on Cultural Heritage sites,  
structures and artefacts (MiCHe)

**UR Pisa**

**Analisi di rischio delle  
mura urbane di Volterra**

(Linda Giresini, Mario Lucio Puppio, Mauro Sassu)

Firenze, 15.02.2019



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

## INDICE

<b>Analisi di rischio delle mura storiche</b> .....	<b>1</b>
<b>di Volterra (PI)</b> .....	<b>2</b>
1.1. Individuazione delle sezioni caratteristiche .....	3
1.2. Rilievo delle Mura .....	9
1.2.1. Rilievo Geometrico .....	9
1.2.2. Estensione dei dati ricorrenti alle sezioni ignote .....	10
1.2.3. Determinazione delle pendenze del terreno.....	10
1.2.4. Peculiarità e criticità rilevate .....	16
1.2.5. Altre note ed allegati .....	23
1.3. Sezione Crollata.....	27
1.3.1. Caratteristiche del terreno.....	28
1.3.2. Caratteristiche della muratura.....	31
1.3.3. Altri dati di Input.....	34
1.4. Rischio ALLUVIONE .....	35
1.4.1. Stabilità delle opere di sostegno .....	35
1.4.2. Analisi statica non lineare e condizioni statiche previste .....	36
1.4.3. Analisi dello stato di progetto.....	39
1.4.4. Analisi tridimensionale.....	41
1.4.5. Risultati .....	42
1.5. Rischio FRANE.....	44
1.5.1. Programma SSAP2010.....	44
1.5.2. Modello SSAP2010.....	46
1.5.3. Modelli di Analisi.....	47
1.5.4. Calcolo di FS e Risultati.....	52



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

1.6.	SLIP Model.....	55
1.6.1.	Altezze di Pioggia .....	55
1.6.2.	Calcolo del Fattore di Sicurezza.....	57
1.6.3.	Estensione del Metodo SLIP al periodo Gennaio-Marzo 2014.....	65
1.7.	Modello Plane Strain STRAUS7 .....	69
1.7.1.	Geometria .....	70
1.7.2.	Materiali .....	71
1.7.3.	Altri dati di Input.....	72
1.8.	Rischio TERREMOTO.....	75
1.8.1.	Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido .....	75
1.8.2.	Analisi pseudo-statica.....	77
1.8.3.	Modello di analisi.....	79
1.8.4.	Risultante azioni.....	85
1.8.5.	Verifiche.....	86
1.8.6.	Risultati .....	91
1.8.7.	Analisi FEM .....	91
1.9.	Risultati e Conclusioni.....	92
1.10.	Bibliografia .....	93



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Attività in corso.....	3
Figura 2 - Figura 29: Perimetro delle mura di Volterra con suddivisione in sezioni e delle principali Porte della città per riferimento spaziale .....	5
Figura 3 - Perimetro delle mura di Volterra riportato su vista satellitare Google Maps con l'utilizzo del programma QGIS. Sono indicati i picchetti da 0 a 107 lungo il perimetro delle mura ed i punti di vista delle foto riportate nei paragrafi successivi.....	6
Figura 4: Schema tipo per il rilievo.....	9
Figura 5: DEM di Volterra con indicazione delle curve di livello. In rosso è riportato il perimetro delle mura. Le altezze sul livello del mare crescono dalla colorazione verde a quella marrone. ....	11
Figura 6: Mappa delle Pendenze ottenuta dal programma QGIS. In dettaglio con il colore rosa si individuano pendenze comprese tra 0%-10%, con il colore blu pendenze comprese tra 10%-20%, con il colore celeste pendenze comprese tra 20%-35%, con il colore verde pendenze maggiore del 35%.....	12
Figura 7: Schermata del programma QGIS con mostrato un esempio di utilizzo del plugin ProfileTool. In rosso è riportato il profilo del terreno partendo da monte verso valle (la sezione presa ad esempio è la 58-59); in arancio le sezioni trasversali ottenuti con CrossProfiles. ....	13
Figura 8: A sinistra, tessitura muraria con discromie. In particolare, si nota in basso la pietra caratteristica del territorio di Volterra. A destra, ingrandimento che mostra bene la natura della muratura di pietre volterrane. ....	17
Figura 9: A sinistra, tessitura muraria caratterizzata da muratura in mattoni in cui si evidenzia un parziale crollo del paramento murario. A destra, discontinuità dovuta alla realizzazione di uno zoccolo con pietre squadrate di maggiori dimensioni (sezioni 30-35, bastione Porta Doccia). ....	17
Figura 10: A sinistra, particolare che mostra la tessitura muraria in sommità del parapetto (sezione 59-60); a destra la sezione di sommità mostra il riempimento della sezione sempre in materiale di grossa pezzatura (sezione 48-49).....	18
Figura 11: Dettaglio su altra sezione di sommità del parapetto (sezione 60-61).....	18
Figura 12: Presenza di conchiglie nella muratura. Foto scattata sulla sommità della sezione 48-49. ....	19





Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

- Figura 13: A sinistra particolare della sezione 13-14, ben evidente la presenza di blocchi squadrati di “panchina”; a destra particolare della sezione 5-6 con evidente presenza di umidità e vegetazione (livella lunga un metro). ..... 19
- Figura 14: A sinistra, presenza di vegetazione su larga parte del paramento murario in corrispondenza dell’anfiteatro romano, sezioni 19-24. Si evidenzia anche una discontinuità geometrica. A destra, presenza di vegetazione specialmente in basso nella sezione 48-49. .... 20
- Figura 15: Presenza di una discontinuità geometrica dovuta a contrafforti, sezione 56. .... 21
- Figura 16: A sinistra, sezione 71-73; a destra, sezione 18-19. In entrambi i casi si nota la presenza di un edificio che ha inglobato parte della cinta muraria). .... 21
- Figura 17: A sinistra, presenza di vegetazione sulla parte bassa del paramento murario. Inoltre, si mostra anche una discontinuità dovuta alla presenza di un arco in muratura (sezione 5-6). Si nota una diversa tessitura muraria a partire da una quota di circa 4 metri; la sopraelevazione è probabilmente dovuta ad un’evoluzione del tessuto urbano. A destra, presenza di una discontinuità muraria nell’angolo del bastione rinforzato con muratura squadrata di maggiori dimensioni. La muratura appare deteriorata in più parti (sezione 34-35). In particolare, si evidenziano aree con danneggiamento dei laterizi..... 22
- Figura 18: Da sinistra verso destra: sezione 92-93, 32-33, 51-52. In tutte le foto si evidenzia la presenza di dreni nel paramento murario. Nella foto al centro è visibile vegetazione che ostruisce parzialmente il dreno. .... 22
- Figura 19: Sezione litostratigrafica in corrispondenza del crollo di Via Lungo le Mura con indicati i parametri geomeccanici del terreno. (Geologo Dr. Eraldo Santarnecki) [1]. .... 30
- Figura 20: A destra, carotaggio orizzontale S01, come indicato nella stratigrafia di cui in figura precedente, mostra la natura del terreno di deposito antropico la cui presenza è stata rilevata subito a monte dell’opera di sostegno [1]. A sinistra, carotaggio verticale S2, come indicato nella stratigrafia di cui in figura precedente, mostra la natura delle sabbie fini giallo-ocra addensate [1]. ..... 31
- Figura 21: Geometria del muro di sostegno determinata a seguito del crollo del Gennaio 2014. L’opera è costituita da due paramenti, uno interno ed uno esterno, di buone caratteristiche meccaniche, e da un riempimento in materiale misto di scarse caratteristiche meccaniche. .... 32
- Figura 22: Rappresentazione del criterio di rottura di Mohr-Coulomb nel piano  $\sigma$ - $\tau$ . .... 33



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Figura 23 – Modello agli elementi finiti eseguito con Diana (a) e condizioni di carico per il modello piano (b).....	37
Figura 24 -Punti di controllo per il calcolo delle curve di capacità.....	38
Figura 25 - Curve di capacità relativa all'analisi parametrica. La resistenza a trazione è espressa in $\text{kN/m}^2$ , varia tra 1.25 e 10 $\text{kN/m}^2$ . $G_f = 0.00075 \text{ kN/m}$ (a) and $G_f = 0.03 \text{ kN/m}$ (b).....	38
Figura 26 – Distribuzione delle tensioni (a); fratture corrispondenti (b) vista schematica del più probabile meccanismo di collasso (c).....	39
Figura 27- Retrofit di mura storiche attraverso l'inserimento di un tirante di ancoraggio a metà altezza (a) e relativo modello agli elementi finiti (b).....	40
Figura 28 -Azioni agenti su un'opera di sostegno vincolata mediante un tirante di ancoraggio.	40
Figura 29 – Distribuzione delle tensioni principali con (a) e senza (b) tiranti di ancoraggio .....	41
Figura 30 – Vista del modello 3D della parete collassata. ....	42
Figura 31- Spostamenti fuori piano e fessurazione .....	42
Figura 32: Interfaccia del programma SSAP2010.....	45
Figura 33: Interfaccia delle opzioni del programma SSAP2010. In alto viene selezionato il metodo di calcolo. Il valore del Fattore di Sicurezza per l'analisi del pendio è fissato ad 1,10 come da letteratura. ....	46
Figura 34: Modello del pendio come elaborato nel programma SSAP2010. Dall'alto verso il basso [1] materiale di deposito antropico; [2],[3],[4] sabbie fini giallo-ocra addensate; [5] lente in muratura. ....	48
Figura 35: Forze agenti su un n-esimo concio della superficie di scorrimento suddivisa da n-1 tagli verticali. ....	49
Figura 36: Tipi di superfici di rottura. Dall'alto verso il basso si hanno superfici di rottura circolari, spirali logaritmiche, generiche non circolari. Nel caso di presenza di disomogeneità preferibilmente si devono assumere superfici di forma generiche. Nel caso studio in esame si è scelto di generare superfici del terzo tipo. ....	51
Figura 37: A sinistra, grafico delle 10 superfici con FS minori calcolate con il modello Janbu Rigoroso. A destra, mappa di FS locale generata con il metodo Janbu Rigoroso, le varie colorazioni rappresentano l'andamento di FS mentre la linea azzurra rappresenta la superficie di rottura con FS minore. ....	53



- Figura 38: A destra, grafico delle 10 superfici con FS minori calcolate con il modello Spencer. A sinistra, mappa di FS locale generata con il metodo Spencer, le varie colorazioni rappresentano l'andamento di FS mentre la linea azzurra rappresenta la superficie di rottura con FS minore. .... 53
- Figura 39: A sinistra, grafico delle 10 superfici con FS minori calcolate con il modello Morgestern-Price. A destra, mappa di FS locale generata con il metodo Morgestern-Price, le varie colorazioni rappresentano l'andamento di FS mentre la linea azzurra rappresenta la superficie di rottura con FS minore. .... 54
- Figura 40: A sinistra, grafico delle 10 superfici con FS minorie calcolate con il modello Chen-Morgestern. A destra, mappa di FS locale generata con il metodo Chen-Morgestern, le varie colorazioni rappresentano l'andamento di FS mentre la linea azzurra rappresenta la superficie di rottura con FS minore. .... 54
- Figura 41: Curve di possibilità climatica per la Stazione di Volterra e per altezze di pioggia di durata superiore ad un'ora. L'andamento delle curve è funzione del tempo di ritorno, in questo caso le curve rappresentano i tempi di ritorno (dal basso verso l'alto) pari a 5,10,20,50,100,200 [6]. .... 56
- Figura 42: Schematizzazione del modello..... 58
- Figura 43: Il grafico a sinistra riporta l'andamento della coesione apparente, in un terreno parzialmente saturo, con il grado di saturazione. L'andamento della curva è dato dall'equazione parabolica (13) . A destra si riporta l'andamento della coesione apparente dello strato di strato di terreno omogeneizzato di altezza H. In questo caso si tiene conto dello strato potenzialmente saturo mH, dove il valore di coesione apparente sarebbe quindi nullo, per ottenere il valore di coesione apparente dello strato di terreno di altezza H. .... 62
- Figura 44: Step per valutare il valore della coesione apparente nello strato di altezza H potenzialmente instabile. Il modello prevede di partire considerando un grado di saturazione iniziale dello strato H, a seguito del contributo di pioggia una parte mH dello strato instabile sarà completamente saturo, per cui la coesione tende a 0, mentre nello strato parzialmente saturo il valore di coesione è ancora quello iniziale. Il modello permette quindi di valutare un valore di coesione globale dell'intero strato H che tiene conto di entrambi i contributi. Questo valore in fase di modellazione FEM verrà attribuito ai vari strati [12]. .... 63



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Figura 45: Grafico che riporta l'andamento del fattore di sicurezza FS nell'arco temporale considerato nel calcolo. Si notano i minimi verificatesi per eventi pluviometrici importanti. L'asse delle ordinate di sinistra rappresenta le altezze di pioggia in millimetri, quello di destra rappresenta i valori di FS. ....	69
Figura 46: Geometria schematica della sezione crollata nel 2014 in corrispondenza di Via Lungo le Mura (indicativamente corrispondente alla sezione 92-93. (Tutte le misure sono espresse in centimetri). ....	70
Figura 47 - Sezioni parete S 32-33; S 48-49; S 50.....	80
Figura 48 - Sezioni parete S 51; S 60-61; S 61-62.....	80
Figura 49 - Sezioni parete S 71-72; S 87; S 92-93.....	81



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

# **Analisi di rischio delle mura storiche di Volterra (PI)**

Linda Giresini

(Responsabile Scientifico UR di Pisa)

Mario Lucio Puppio

Mauro Sassu

Maria Luisa Beconcini

Giacomo D'Amato Avanzi

Renato Iannelli

Valerio Cutini

Firenze 15.02.2019



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

# Analisi di rischio delle mura storiche di Volterra (PI)

Questo documento è redatto dalla UR di Pisa nell'ambito del progetto MiChE. Il Report del 05.02.2019 risulta parte integrante del presente che lo integra presentando gli ulteriori sviluppi del lavoro.

Il secondo step del progetto ha previsto analisi di rischio sulle mura storiche di Volterra. Con l'obiettivo di realizzare un framework di ampia generalità ed applicabilità a diversi casi studio sono state previste le seguenti fasi.

1. Individuazione dei picchetti salienti delle mura storiche;
2. Determinazione delle principali caratteristiche geometriche e meccaniche;
3. Individuazione dei tipi di analisi più opportuni;
4. Valutazione degli indici di rischio.
5. Analisi di rischio;
6. Disseminazione dei risultati.

Allo stato attuale sono svolte le attività dal punto 1 al punto 3. Le attività 4 sono state svolte per la sezione delle mura storiche in cui è avvenuto il collasso e sono attualmente in corso per altre sezioni. Le attività 5 e 6 saranno condotte in collaborazione con le altre UR coinvolte.

Vengono di seguito illustrate le valutazioni numeriche relative alla determinazione puntuale della vulnerabilità delle mura storiche di Volterra.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

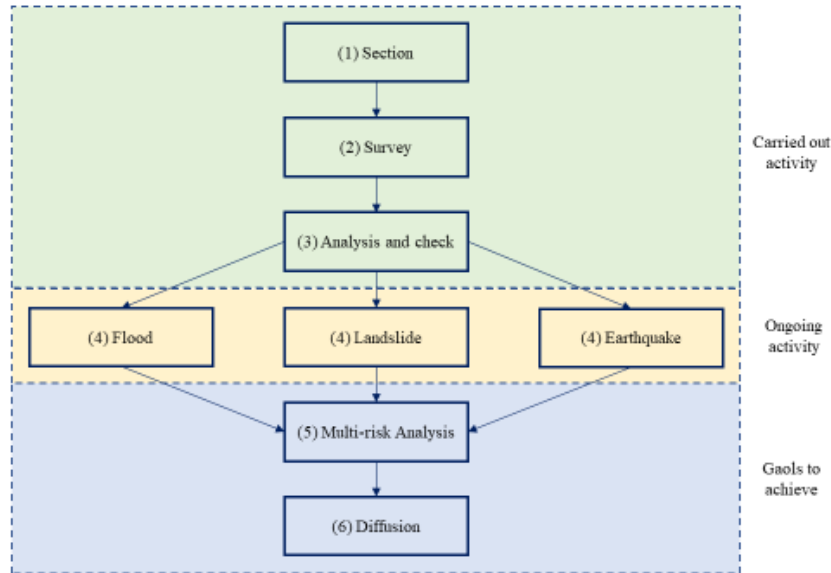


Figura 1 - Attività in corso.

Le mura storiche sono un'infrastruttura di tipo diffuso. La sicurezza varia al variare della sezione verticale considerata e pertanto deve essere valutata per sezioni indipendenti, quanto meno per situazioni caratteristiche, al fine di ottenere indicazioni operative sul livello di sicurezza dell'opera.

### 1.1. Individuazione delle sezioni caratteristiche

La prima operazione nella valutazione della sicurezza di un'infrastruttura diffusa è il rilievo di sezioni con caratteristiche ricorrenti. La discretizzazione della cinta muraria viene qui effettuata fissando l'origine un sistema di riferimento in una data sezione con coordinata curvilinea che segue tutto lo sviluppo dell'infrastruttura.

Questa operazione viene eseguita attraverso l'impiego di uno strumento GIS. Da questa fonte è possibile individuare in maniera sistematica alcune informazioni salienti come ad esempio:

- Coordinate geografiche ed ascissa curvilinea di ogni sezione;
- Caratteristiche meccaniche ed orografiche del terreno;
- Presenza di altre infrastrutture ed impianti;
- Dislivello geometrico a cavallo della sezione.



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

L'individuazione delle sezioni principali e delle loro caratteristiche salienti risulta di notevole interesse per la successiva fase di rilievo sul campo.

In particolare sono stati individuati, seguendo la cinta muraria a partire dalla Porta San Francesco, un totale di 107 picchetti utili per suddividere le mura in sezioni di cui rappresentare la geometria. Questi sono stati individuati seguendo i seguenti criteri:

- Identificazione di un vertice per ogni discontinuità angolare;
- individuazione di picchetti intermedi con distanza relativa non superiore a 50 metri;
- posizionamento di eventuali picchetti in posizioni ritenute critiche durante il sopralluogo in campo.

Nelle figure che seguono si riporta il perimetro delle mura con indicati i 107 picchetti su vista aerea presa da Google Maps e non. La planimetria è stata realizzata tramite l'uso del software QGis dove è stata importata la cartografia della Regione Toscana scaricata tramite il portale Geoscopio. Il programma ha permesso di ricostruire il tracciato delle mura e, tramite sovrapposizione con mappe satellitari e mappe catastali, identificare i tratti di mura dove queste sono state inglobate in edifici o dove si verificavano incongruenze.



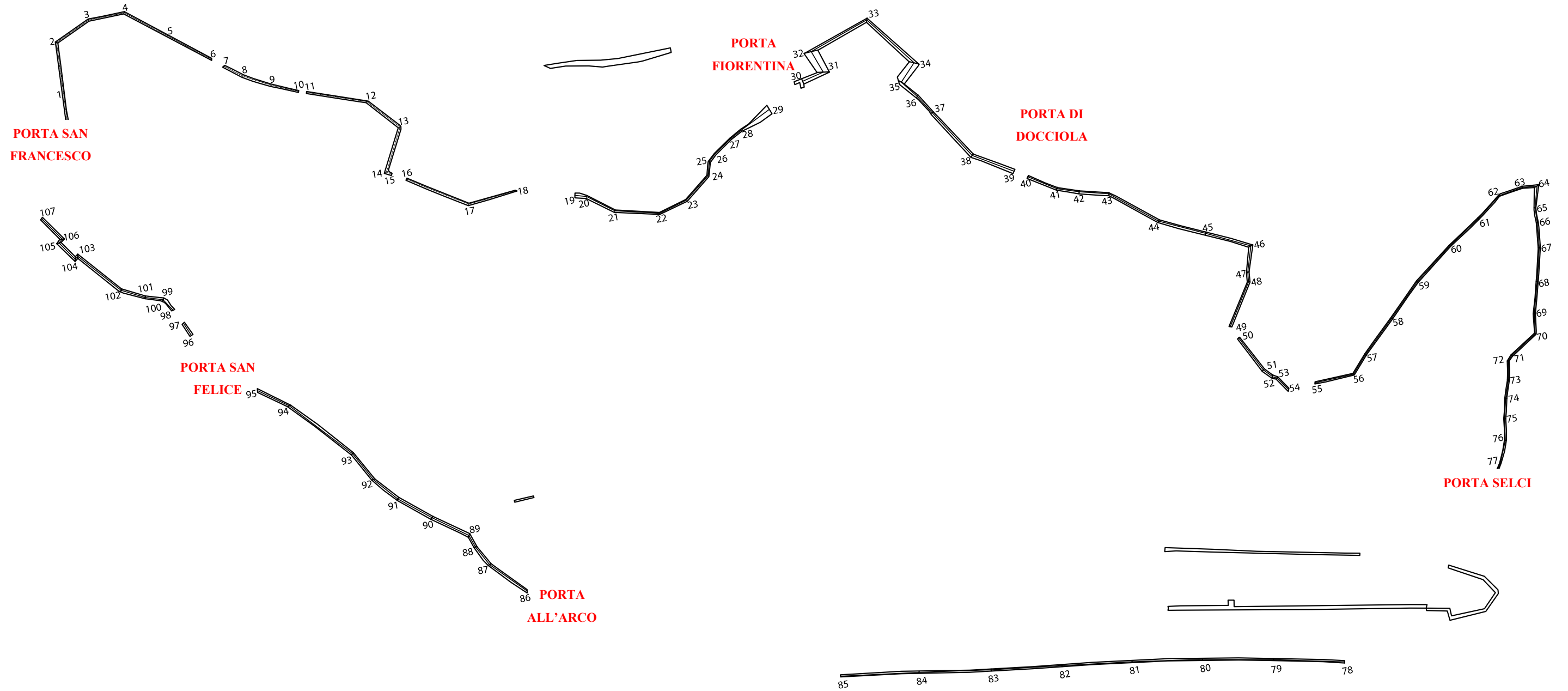


Figura 2 - Figura 29: Perimetro delle mura di Volterra con suddivisione in sezioni e delle principali Porte della città per riferimento spaziale





Figura 3 - Perimetro delle mura di Volterra riportato su vista satellitare Google Maps con l'utilizzo del programma QGIS. Sono indicati i picchetti da 0 a 107 lungo il perimetro delle mura ed i punti di vista delle foto riportate nei paragrafi successivi.





## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Sezione	h <sub>d</sub> [m]		h <sub>u</sub> [m]	h <sub>r</sub> [m]	b <sub>r</sub> [m]	b <sub>s</sub> [m]	f <sub>1</sub> [m]	f <sub>2</sub> [m]	f <sub>3</sub> [m]	h <sub>1</sub> [m]	h <sub>2</sub> [m]	h <sub>3</sub> [m]
	h <sub>p</sub> [m]	h <sub>t</sub> [m]										
32-33	8,44	1,05	-	1,02	0,96	1,2	0,215	0,215	0,215	-	-	-
	10,51											
33-34	7,58	0,35	-	-	-	1,15	0,19	0,2	0,185	-	-	-
	7,93											
71-72	6,8		1,4	0,7	0,55	2	-	-	-	-	-	-
61-62	7,4		5,3	1	0,4	1,7	-	-	-	-	-	-
60-61	6,85		4,4	1	0,6	1,9	-	-	-	-	-	-
50	5,7		0	0,5	0,45	1,85	-	-	-	-	-	-
51	6,2		-	0,5	0,5	2	-	-	-	-	-	-
49	8,7		8	-	-	1,9	-0,045	-0,05	-	-	-	-
24	10,2		-	0,9	0,4	-	-	-	-	0,06	0,045	0,07
23	8,4		-	0,85	0,4	-	-	-	-	0,04	0,05	0,055
22	8,57		-	0,95	0,4	-	-	-	-	0,055	0,055	0,045
21	4		-	0,9	0,4	-	-	-	-	-	-	-
18	7,2		-	-	-	-	0	-2	0	-	-	-
15	14,6		-	-	-	-	-0,05	-0,055	-0,06	-	-	-
13-14	12,75		-	-	-	-	-0,04	-0,035	-0,035	-	-	-
93	8,8		-	0,9	0,6	-	-	-	-	-	-	-
93-92	10,2		-	0,95	0,53	-	-	-	-	-	-	-
87	7,8		-	0,7	0,6	-	0,075	0,0145	0,0155	-	-	-
99	4,6		1,5	-	-	2,4	-	-	-	-	-	-



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Sezione	h <sub>d</sub> [m]		h <sub>u</sub> [m]	h <sub>r</sub> [m]	b <sub>r</sub> [m]	b <sub>s</sub> [m]	f <sub>1</sub> [m]	f <sub>2</sub> [m]	f <sub>3</sub> [m]	h <sub>1</sub> [m]	h <sub>2</sub> [m]	h <sub>3</sub> [m]
	h <sub>p</sub> [m]	h <sub>t</sub> [m]										
4	5,75	6,7	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	12,4											
5-6	5,6	6,5	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	12,05											

Tabella 1: Grandezze in metri di cui è stato possibile effettuare la misura diretta in fase di rilievo.

Oltre alle grandezze già citate è risultato necessario rilevare la pendenza del paramento di valle ed un eventuale fuori piombo. Dove possibile questo è stato fatto eseguendo tre misure di pendenza al piede ed in sommità dell'opera muraria, come mostrato nella tabella sopra riportata. Queste misurazioni sono state effettuate in campo calcolando lo scostamento dalla verticale sulla base di 1.00 metro. Le letture sono state ripetute per tre volte e dei valori è stata poi effettuata la media.

Le sezioni di cui è stata individuata tutta la geometria sono riportate nella tabella che segue. La latitudine e longitudine sono state ricavate dal sistema GPS di Google Maps, la quota altimetrica è stata ricavata tramite l'uso del programma QGIS dove è stato caricato il raster DEM (Digital Elevation Model) della Provincia di Pisa.

Picchetto n°	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Quota Altimetrica [m slm]
32-33	43,403951	10,861674	525,67
48-49	43,401749	10,864754	534,26
50	43,401402	10,864863	536,2
51	43,401402	10,864863	536,2
60-61	43,401883	10,866719	552,84
61-62	43,402041	10,867059	552,84
71-72	43,401092	10,867014	552,84
87	43,401058	10,858068	510,32

Tabella 2: Sezioni di mura in cui è stato possibile individuare tutti i principali dati geometrici.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

## 1.2. Rilievo delle Mura

### 1.2.1. Rilievo Geometrico

In data 04 Ottobre 2018 è stato eseguito un parziale rilievo geometrico sul posto delle mura urbane di Volterra. Il rilievo si è reso necessario al fine di acquisire i più importanti dati geometrici, per avere informazioni sul materiale e per evidenziare eventuali situazioni di degrado e discontinuità. Il rilievo non ha permesso di definire tutta la geometria della cinta muraria ottenendo misure complete per circa 10 sezioni: circa le altre sezioni, si è proceduto a rilevare le grandezze geometriche accessibili e, per quelle mancanti, sono stati estesi i risultati ottenuti come illustrato di seguito.

Lo schema con cui è stata rilevata la geometria è il seguente:

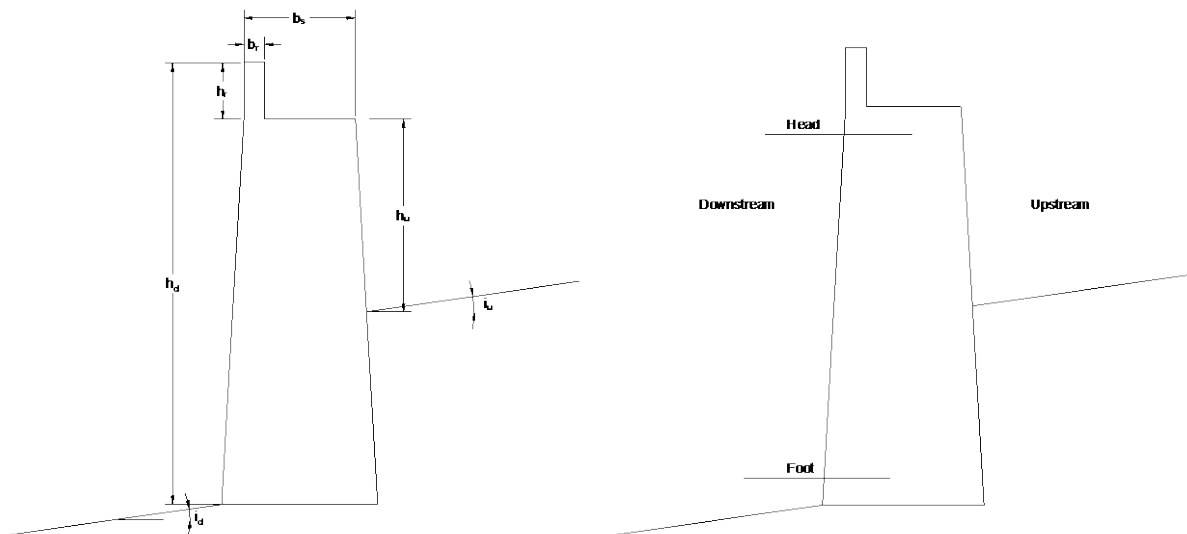


Figura 4: Schema tipo per il rilievo

Per le sezioni di cui è stato possibile il rilievo di un numero sufficiente di grandezze geometriche è stata redatta la seguente tabella riportante le misure in metri. Le grandezze sono state rilevate con l'ausilio di strumenti tradizionali come distanziometro laser, rotella metrica, metro a stecca e livella.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

### 1.2.2. Estensione dei dati ricorrenti alle sezioni ignote

Non per tutte le sezioni è stato possibile eseguire il rilievo completo di geometria e caratteristiche meccaniche per ragioni di accessibilità. Per quelle sezioni dove vi sono grandezze mancanti si è proceduto estendendo i dati medi. Ad esempio, come mostrato nella tabella precedente, di poche sezioni è stato possibile determinare  $h_u$ , altezza del riempimento, per cui è stata effettuata la media dei valori noti ed il risultato ritenuto valido per le sezioni dove il dato era mancante. Per le varie grandezze si sono ottenuti i risultati riportati nella tabella che segue:

$h_{u,medio}$ [m]	$h_{r,medio}$ [m]	$b_{r,medio}$ [m]	$b_{s,medio}$ [m]	$f_{1,medio}$ [m]	$f_{2,medio}$ [m]	$f_{3,medio}$ [m]	$h_{1,medio}$ [m]	$h_{2,medio}$ [m]	$h_{3,medio}$ [m]
3,433	0,836	0,522	1,789	0,085	0,077	0,089	0,032	0,035	0,033

Tabella 3: Valori medi delle grandezze in Tabella 1 da estendere a tutte le sezioni dove il rilievo di tali grandezze non è stato possibile.

In allegato a questo capitolo si riportano le tavole 1-4 con rappresentate le sezioni di cui si sono ottenuti dati geometrici sufficienti per la rappresentazione.

### 1.2.3. Determinazione delle pendenze del terreno

Le pendenze del terreno a monte ed a valle dell'opera muraria sono state ricavate mediante il programma QGIS. Questo è stato possibile tramite il caricamento del raster DEM (Digital Elevation Model) della Provincia di Pisa, la cui elaborazione tramite l'installazione del plugin *ProfileTool* ha permesso di ricavare i dati necessari. Il DEM rappresenta un raster ad alta risoluzione e precisione in cui ogni cella contiene un valore di altezza, dato necessario per determinare le pendenze del terreno a valle ed a monte dell'opera muraria. Un primo passo per individuare le pendenze è stato quello di realizzare una mappa delle pendenze. Si tratta sostanzialmente di una mappa in cui in ogni cella viene inserito un valore che indica



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts  
l'ammontare della pendenza, in questo caso in valore percentuale, del terreno nella  
corrispondente cella del DEM.

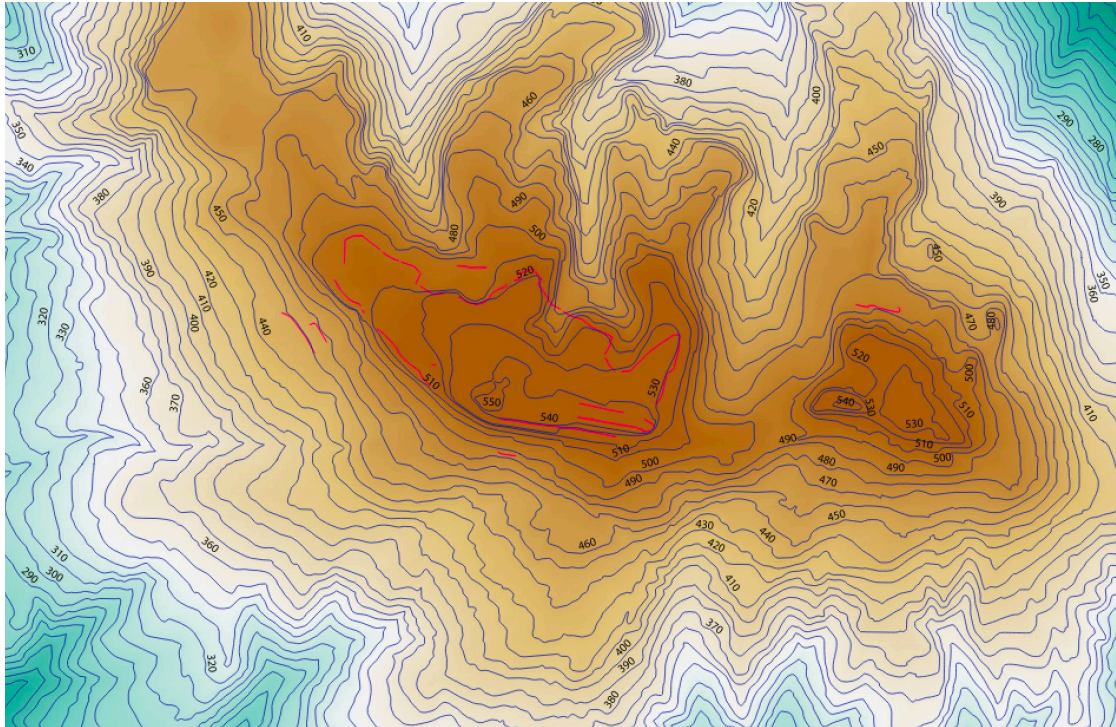


Figura 5: DEM di Volterra con indicazione delle curve di livello. In rosso è riportato il perimetro delle mura. Le altezze sul livello del mare crescono dalla colorazione verde a quella marrone.





Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

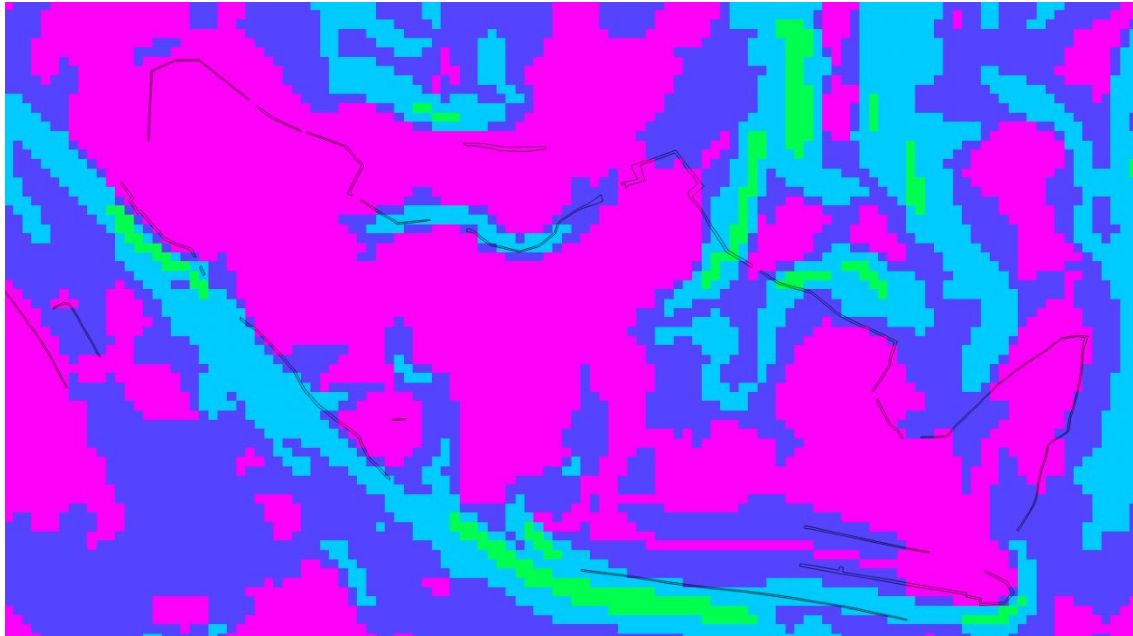


Figura 6: Mappa delle Pendenze ottenuta dal programma QGIS. In dettaglio con il colore rosa si individuano pendenze comprese tra 0%-10%, con il colore blu pendenze comprese tra 10%-20%, con il colore celeste pendenze comprese tra 20%-35%, con il colore verde pendenze maggiore del 35%.

Per ottenere il valore puntuale della pendenza a monte ed a valle di un'assegnata sezione, si è proceduto con il Plugin *Profile Tool*, seguendo la procedura riportata di seguito:

- Caricamento del Raster DEM;
- Caricamento delle mappe di GoogleMaps tramite il plugin *OpenLayers* per avere un riscontro su mappa satellitare della localizzazione delle sezioni analizzate;
- Utilizzo del plugin SAGA *CrossProfiles* per tracciare sezioni trasversali ortogonali al perimetro delle mura con un passo di 10 metri;
- Caricamento del Layer DEM nel plugin *ProfileTool*;
- Calcolo dell'andamento del profilo a monte, in corrispondenza delle mura ed a valle;
- Determinazione del profilo del terreno come riportato nell'esempio che segue.





Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

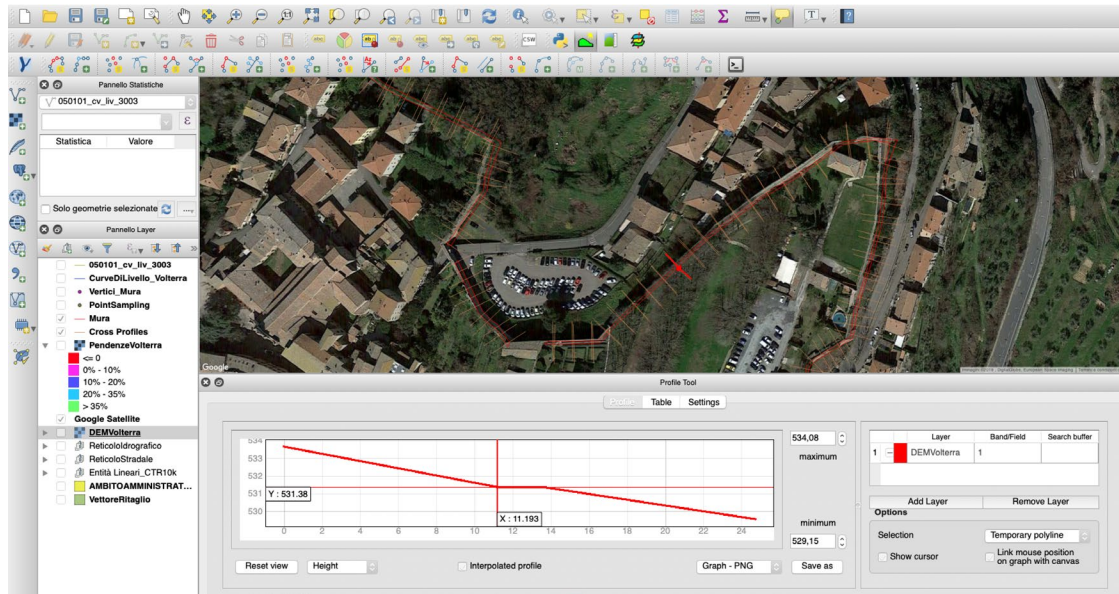


Figura 7: Schermata del programma QGIS con mostrato un esempio di utilizzo del plugin ProfileTool. In rosso è riportato il profilo del terreno partendo da monte verso valle (la sezione presa ad esempio è la 58-59); in arancio le sezioni trasversali ottenute con CrossProfiles.

Si calcolano, applicando il procedimento appena esposto, le pendenze, espresse in gradi, di tutte le sezioni.

SEZ	Quota Monte	Quota Mezzeria	Quota Valle	$i_{monte}$	$i_{valle}$	SEZ	Quota Monte	Quota Mezzeria	Quota Valle	$i_{monte}$	$i_{valle}$
0-1	504,62	504,03	503,33	3,38	4,01	27-28	517,01	513,22	511,38	20,77	10,43
1-2	504,67	503,98	503,33	3,95	3,72	28-29	517,01	513,22	511,38	20,77	10,43
2-3	504,74	503,92	501,85	4,69	11,70	30-31	519,03	517,06	516,17	11,15	5,09
3-4	504,24	503,38	502,48	4,92	5,15	31-32	517,96	517,96	517,06	0,00	5,15
4-5	505,09	504,03	502,92	6,05	6,34	32-33	517	517	517	0,00	0,00
5-6	505,33	504,09	503,72	7,07	2,12	33-34	522,3	520,06	518,81	12,63	7,13
7-8	505,11	503,56	503,19	8,82	2,12	34-35	520,51	520,2	518,35	1,78	10,49
8-9	506,39	504,76	503,13	9,26	9,26	35-36	521,1	520,39	520,22	4,06	0,97
9-10	506,39	505	502,96	10,21	9,26	36-37	520,91	519,67	519,67	7,07	0,00
11-12	507	506	504,65	5,60	10,26	37-38	520,17	515,83	510,29	23,47	29,00
12-13	505,75	505,04	504,64	4,06	2,29	38-39	495,45	491,4	491,4	22,06	0,00



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

SEZ	Quota Monte	Quota Mezzeria	Quota Valle	i <sub>monte</sub>	i <sub>valle</sub>	SEZ	Quota Monte	Quota Mezzeria	Quota Valle	i <sub>monte</sub>	i <sub>valle</sub>
13-14	507,02	506,86	506,83	0,92	0,17	40-41	491,33	489,71	488,85	9,21	4,92
16-17	510,32	508,49	506,95	10,38	8,76	41-42	507,91	506,18	496,86	9,82	43,01
17-18	520,6	514,48	508,91	31,48	29,13	42-43	512,76	512,4	509,76	2,06	14,80
20-21	522,69	520,57	509,96	11,98	46,72	43-44	515,45	515,45	512,24	0,00	17,81
21-22	521,54	517,08	509,87	24,05	35,81	44-45	520,23	520,23	513,53	0,00	33,84
22-23	521,45	516,86	509,81	24,67	35,20	45-46	520,75	520,18	516,83	3,26	18,53
23-24	521	513,95	509,5	35,20	24,00	46-47	520,75	520,33	518,23	2,41	11,87
24-25	516,36	513,15	509,85	17,81	18,27	47-48	521,66	520,85	519,55	4,63	7,41
25-26	516,36	513	509,85	18,58	17,49	48-49	521,66	520,85	519,55	4,63	7,41
26-27	517,01	513,22	511,38	20,77	10,43	50-51	525,95	525,95	524,32	0	9,26
52-53	529,33	527,63	526,29	9,65	7,64	74-75	532,68	530,76	529,34	10,87	8,09
53-54	530,61	529,71	527,01	5,15	15,12	75-76	531,25	529,58	527,35	9,49	12,58
55-56	531,48	530,51	528,23	5,54	12,85	76-77	530,84	530,84	528,08	0,00	15,44
56-57	534,6	530,58	527,61	21,91	16,55	77-78	531,61	531,61	528,68	0,00	16,34
57-58	532,44	532,44	527,72	0,00	25,28	85-86	512,25	510,32	504,68	10,93	29,44
58-59	533,67	531,38	529,56	12,90	10,32	86-87	512,27	511,53	509,81	4,23	9,76
59-60	533,32	533,32	531,38	0,00	10,98	87-88	512,27	511,53	509,81	4,23	9,76
60-61	534,5	533,03	532,12	8,37	5,20	88-89	513,28	511,56	510,58	9,76	5,60
61-62	533,54	533,21	532,23	1,89	5,60	89-90	512,52	511,65	509,52	4,97	12,03
62-63	531,38	531,25	531,19	0,75	0,34	90-91	521,76	516,69	510,67	26,90	31,06
63-64	530,74	530,74	530,03	0,00	4,06	91-92	526,1	515,62	510,16	46,37	28,65
64-65	530,74	530,18	528,14	3,21	11,54	92-93	521,31	518,71	509,52	14,58	42,60
65-66	530,74	530,18	527,79	3,21	13,45	93-94	511,27	510,9	508,44	2,12	13,83
66-67	530,71	530,71	527,34	0,00	18,63	94-95	511,44	510,34	501,76	6,28	40,65
67-68	531,64	530,71	529,91	5,32	4,58	96-97	504,66	502,24	490,08	13,61	50,59
68-69	531,89	530,93	529,08	5,49	10,49	98-99	504,83	502,88	501,96	11,04	5,26
69-70	531,3	530,3	528,25	5,71	11,59	99-100	502,82	502,34	501,86	2,75	2,75
70-71	530,67	530,02	527,16	3,72	15,97	100-101	502,82	502,34	500,49	2,75	10,49
71-72	533,35	530,85	530,85	14,04	0,00	101-102	502,95	502,15	500,55	4,58	9,09
72-73	531,31	530,28	530,28	5,88	0,00	102-103	503,02	501,66	499,97	7,75	9,60
73-74	532,96	531,33	530,35	9,26	5,60	103-104	502,36	501,67	500,06	3,95	9,15



## MiChE

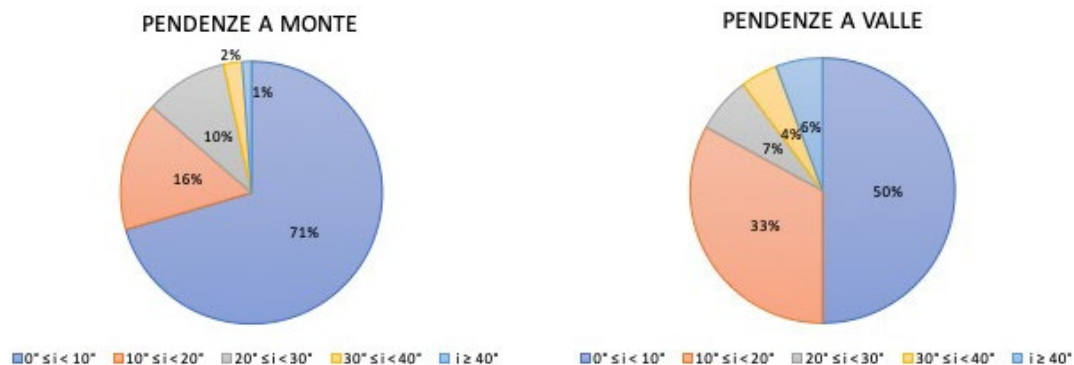
Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

SEZ	Quota Monte	Quota Mezzeria	Quota Valle	$i_{\text{monte}}$	$i_{\text{valle}}$	SEZ	Quota Monte	Quota Mezzeria	Quota Valle	$i_{\text{monte}}$	$i_{\text{valle}}$
104-105	502,3	501,6	501,6	4,01	0,00	105-106	502,3	501,6	500,78	4,01	4,69

Tabella 4: Quote di monte, di mezzeria e di valle lungo una sezione ortogonale alla sezione di mura considerata, la pendenza a monte ed a valle espressa in gradi.

INCIDENZA VALORI DI PENDENZA A MONTE				
$i_{\text{monte}} \geq 0^\circ$	88	$0^\circ \leq i < 10^\circ$	62	0,70
$i_{\text{monte}} \geq 10^\circ$	26	$10^\circ \leq i < 20^\circ$	14	0,16
$i_{\text{monte}} \geq 20^\circ$	12	$20^\circ \leq i < 30^\circ$	9	0,10
$i_{\text{monte}} \geq 30^\circ$	3	$30^\circ \leq i < 40^\circ$	2	0,02
$i_{\text{monte}} \geq 40^\circ$	1	$i \geq 40^\circ$	1	0,01
INCIDENZA VALORI DI PENDENZA A VALLE				
$i_{\text{valle}} \geq 0^\circ$	88	$0^\circ \leq i < 10^\circ$	44	50,00%
$i_{\text{valle}} \geq 10^\circ$	44	$10^\circ \leq i < 20^\circ$	29	32,95%
$i_{\text{valle}} \geq 20^\circ$	15	$20^\circ \leq i < 30^\circ$	6	6,82%
$i_{\text{valle}} \geq 30^\circ$	9	$30^\circ \leq i < 40^\circ$	4	4,55%
$i_{\text{valle}} \geq 40^\circ$	5	$i \geq 40^\circ$	5	5,68%

Tabella 5: Incidenza dei valori di pendenza a valle ed a monte suddivisi in 5 intervalli.





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Fig.7: Grafici a torta che mostrano l'incidenza in percentuale di ciascun intervallo di pendenza. A monte (figura di sinistra) il 71% delle sezioni ha terreno con pendenza compresa tra 0 e 10 gradi, soltanto l'1% ricade nell'intervallo di pendenze maggiori di 40 gradi. A valle (figura di destra) la metà delle sezioni ha terreno con pendenza tra 0 e 10 gradi, il 6% ricade nell'intervallo di pendenza maggiore di 40 gradi.

#### 1.2.4. Peculiarità e criticità rilevate

Lungo tutta la cinta muraria e, nel dettaglio, dove sono state identificate significative discontinuità o peculiarità, è stato eseguito un rilievo fotografico. In particolare, le principali caratteristiche e discontinuità a cui si è prestata attenzione sono le seguenti:

- Presenza di dreni;
- tessitura muraria e presenza di rilevanti discontinuità in questa;
- presenza di vegetazione o eventuali macchie di umidità;
- presenza di fabbricati che hanno inglobato parte del tracciato delle mura;
- altre irregolarità geometriche.

Un primo rilievo condotto a Volterra nel Febbraio 2018 ha evidenziato come le pietre di Volterra siano caratterizzate da una notevole porosità e presenza di vuoti di vario diametro. Sono di natura arenaria, generalmente tenere e lavorabili, in forma di bozze squadrate con giunti di malta debolmente legate, di consistenza simile a quella della substrato roccioso esistente (la cosiddetta "Pietra di San Giusto"). Di seguito si allegano alcune foto scattate in data 4 Ottobre 2018.





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts



Figura 8: A sinistra, tessitura muraria con discromie. In particolare, si nota in basso la pietra caratteristica del territorio di Volterra. A destra, ingrandimento che mostra bene la natura della muratura di pietre volterrane.

Non tutta la cinta muraria presenta tali caratteristiche. Alcuni tratti, in corrispondenza delle sezioni 30-35, sono di epoca successiva in mattoni rettangolari. Queste fanno parte di un bastione mediceo costruito tra 1545 e 1551 su disegno dell'architetto militare Giovan Battista Bellucci con lo scopo di costruire un baluardo per proteggere la zona settentrionale della città.



Figura 9: A sinistra, tessitura muraria caratterizzata da muratura in mattoni in cui si evidenzia un parziale crollo del paramento murario. A destra, discontinuità dovuta alla realizzazione di uno zoccolo con pietre squadrate di maggiori dimensioni (sezioni 30-35, bastione Porta Docciola).



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

È stato possibile identificare, limitatamente alle sezioni 48-49 e 58-62 la tessitura muraria della sezione di sommità, quindi del materiale di riempimento. Si è potuta constatare la presenza di conchiglie oltre che di materiale instabile e facilmente removibile. Questo è costituito da blocchi informi di dimensioni da piccole a medie, disposti in filari irregolari e allettati con strati di malta.



Figura 10: A sinistra, particolare che mostra la tessitura muraria in sommità del parapetto (sezione 59-60); a destra la sezione di sommità mostra il riempimento della sezione sempre in materiale di grossa pezzatura (sezione 48-49).



Figura 11: Dettaglio su altra sezione di sommità del parapetto (sezione 60-61).





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts



Figura 12: Presenza di conchiglie nella muratura. Foto scattata sulla sommità della sezione 48-49.

Altri dettagli sono nelle immagini seguenti. Entrambe le sezioni mostrano una tessitura abbastanza regolare con pietre squadrate di dimensioni non modeste.



Figura 13: A sinistra particolare della sezione 13-14, ben evidente la presenza di blocchi squadrate di “panchina”; a destra particolare della sezione 5-6 con evidente presenza di umidità e vegetazione (livella lunga un metro).



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

La presenza di vegetazione è stata rilevata in numerose sezioni. Di seguito si riportano alcune foto di sezioni significative, dove la presenza di vegetazione era importante. Questa è indice del fatto che in vasta parte della cinta muraria c'è presenza di umidità diffusa alimentata da una sorgente presumibilmente non episodica (perdite dell'apparato fognario, adduzione idrica etc).



Figura 14: A sinistra, presenza di vegetazione su larga parte del paramento murario in corrispondenza dell'anfiteatro romano, sezioni 19-24. Si evidenzia anche una discontinuità geometrica. A destra, presenza di vegetazione specialmente in basso nella sezione 48-49.

Di seguito si riportano alcuni esempi di discontinuità geometriche dovute alla presenza, ad esempio, di strutture di contrafforte oppure ad edifici che nel corso degli anni hanno inglobato tratti della cinta muraria. Altro elemento di cui si è cercato di rilevare la presenza sono i dreni. La presenza di questi è diffusa in più sezioni della cinta muraria ed il loro corretto funzionamento è atto ad evitare ristagno di acqua a monte della sezione muraria. Tuttavia, come si è potuto constatare, il funzionamento di questi non è sempre garantito e in molti casi risultano parzialmente ostruiti. Si riportano di seguito alcune fotografie scattate in occasione dei due rilievi effettuati in sito.





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts



Figura 15: Presenza di una discontinuità geometrica dovuta a contrafforti, sezione 56.



Figura 16: A sinistra, sezione 71-73; a destra, sezione 18-19. In entrambi i casi si nota la presenza di un edificio che ha inglobato parte della cinta muraria).





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts



Figura 17: A sinistra, presenza di vegetazione sulla parte bassa del paramento murario. Inoltre, si mostra anche una discontinuità dovuta alla presenza di un arco in muratura (sezione 5-6). Si nota una diversa tessitura muraria a partire da una quota di circa 4 metri; la sopraelevazione è probabilmente dovuta ad un'evoluzione del tessuto urbano. A destra, presenza di una discontinuità muraria nell'angolo del bastione rinforzato con muratura squadrata di maggiori dimensioni. La muratura appare deteriorata in più parti (sezione 34-35). In particolare, si evidenziano aree con danneggiamento dei laterizi.



Figura 18: Da sinistra verso destra: sezione 92-93, 32-33, 51-52. In tutte le foto si evidenzia la presenza di dreni nel paramento murario. Nella foto al centro è visibile vegetazione che ostruisce parzialmente il dreno.



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

### **1.2.5. Altre note ed allegati**

Il rilievo è incompleto in quanto non è stato possibile rilevare il tratto di mura a partire dalla sezione 78 alla sezione 85. Inoltre risulta mancante anche il rilievo della fortezza. Quest'ultima è costituita da due corpi uniti tra loro da un tratto di mura con sola funzione difensiva, quindi non di ritegno del terreno di monte. La parte più antica, conosciuta come Rocca Vecchia, risale al 1342, mentre la parte successiva, Rocca Nuova, fu edificata tra il 1472 ed il 1474.

Di seguito si allegano le tavole con la restituzione geometrica di tutte le sezioni rilevate, sia complete che parziali. Per ciascuna sezione si riporta anche uno o più punti di vista fotografici. Per l'individuazione geografica di ciascuna sezione si rimanda alle planimetrie.



Scala 1:100  
 (Tutte le misure sono in metri)

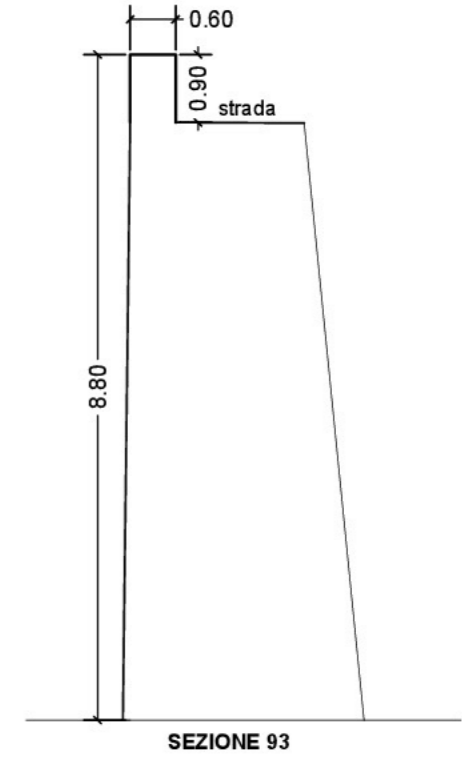
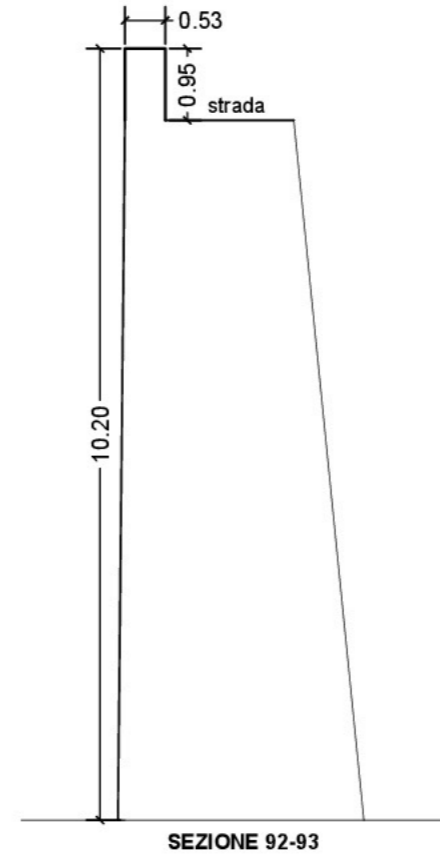
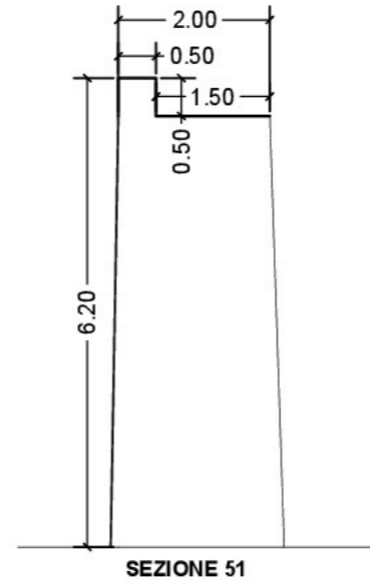
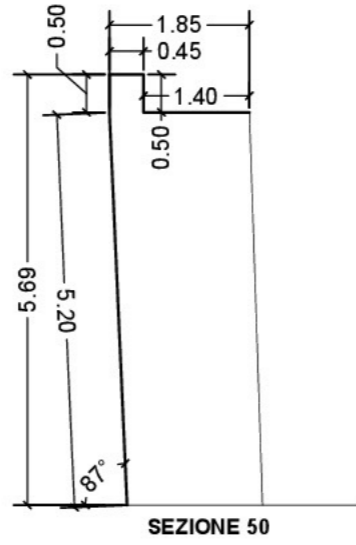
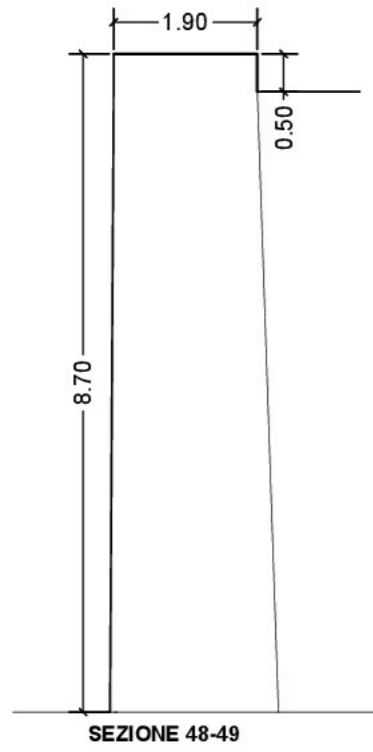


Fig.1: Vista della sezione 48-49



Fig.3: Vista della sezione 50



Fig.5: Vista della sezione 51 con presenza diffusa di vegetazione

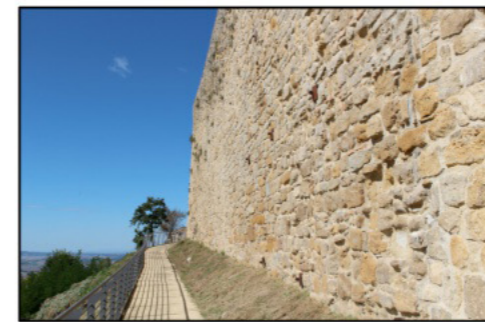


Fig.7: Vista delle sezione 92-93

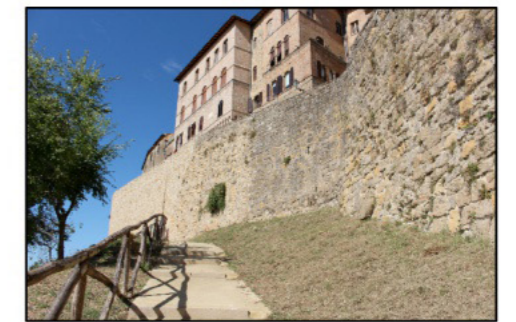


Fig.9: Vista sezione 93 e parte ricostruita dopo il crollo del 2014



Fig.2:Foto che mostra vasta presenza di vegetazione nella sezione 48-49



Fig.4: Sommità della sezione 50 dal giardino del Museo Etrusco



Fig.6: Vista sezione 51



Fig.8: Parapetto sezione 92-93 a monte presenza di strada asfaltata

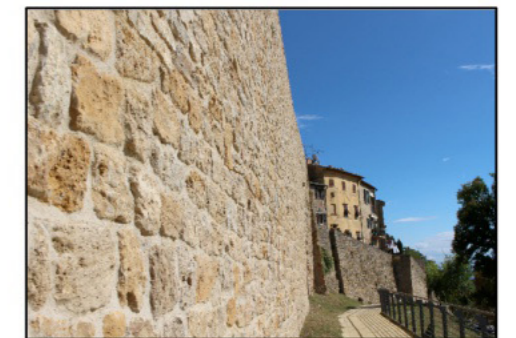


Fig.10: Vista sezione 93

Scala 1:100  
 (Tutte le misure sono in metri)



Scala 1:100  
(Tutte le misure sono in metri)

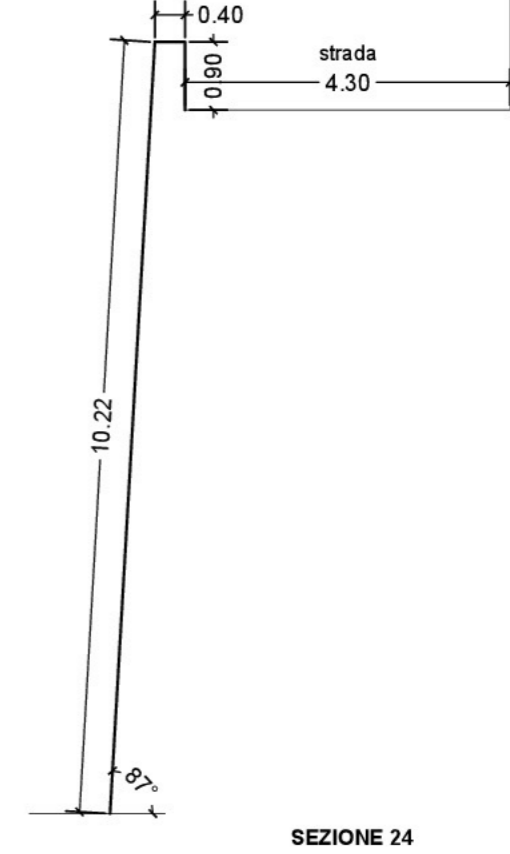
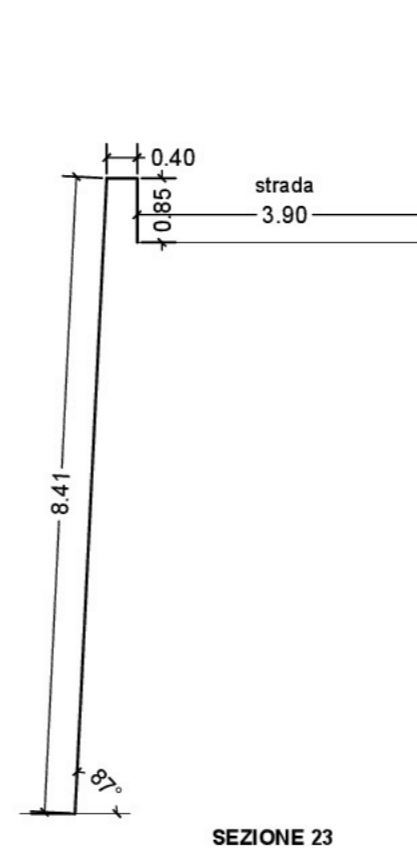
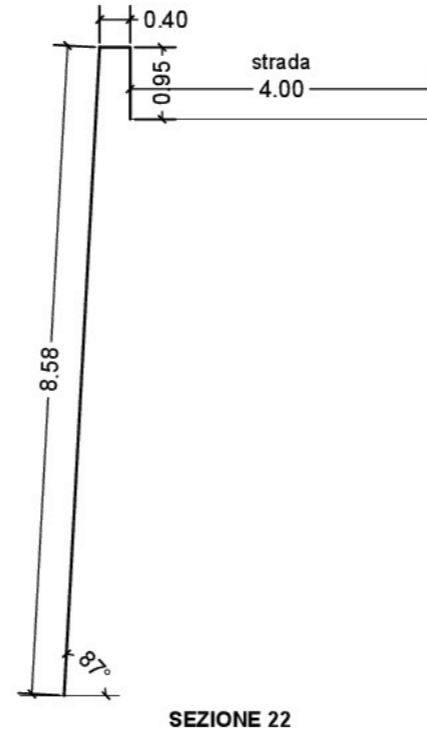
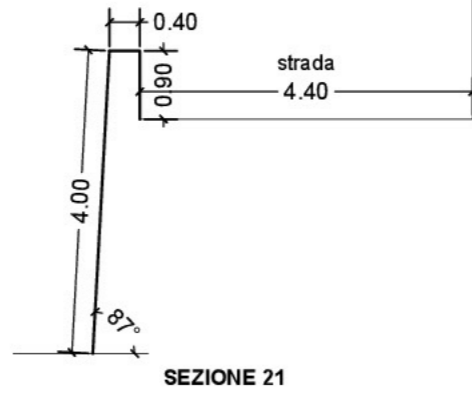
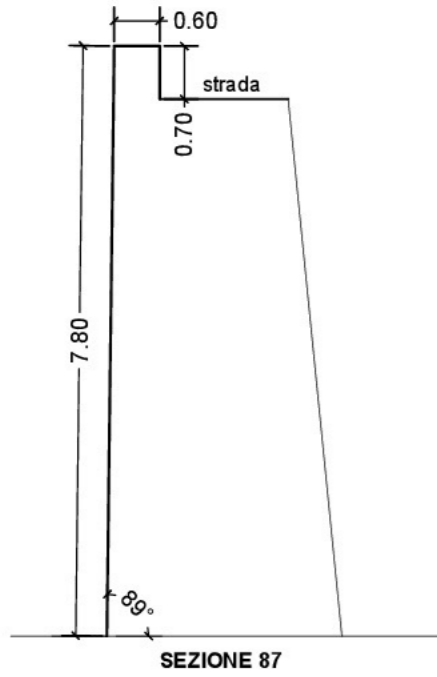


Fig.1: Vista della sezione 87 con a monte strada e edifici



Fig.2: Vista della sezione 87 e presenza di vegetazione



Fig.3: Vista della sezione 21: a monte strada asfaltata ed edifici, a valle anfiteatro romano



Fig.4: Vista della sezione 22, notevole presenza di vegetazione

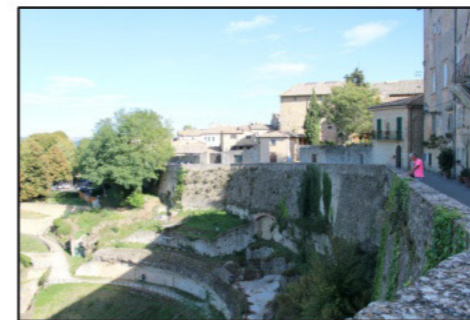


Fig.5: Vista delle sezioni 23-25



Fig.6: Vista della sezioni 20-21

Scala 1:100

(Tutte le misure sono in metri)

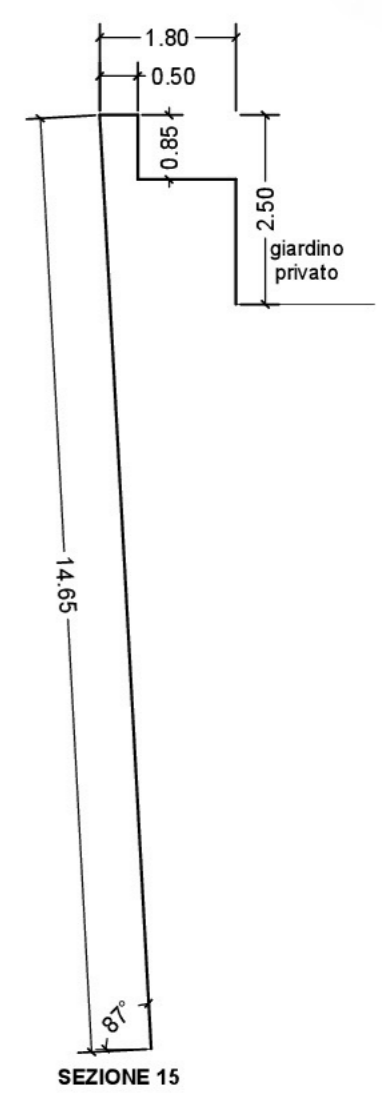
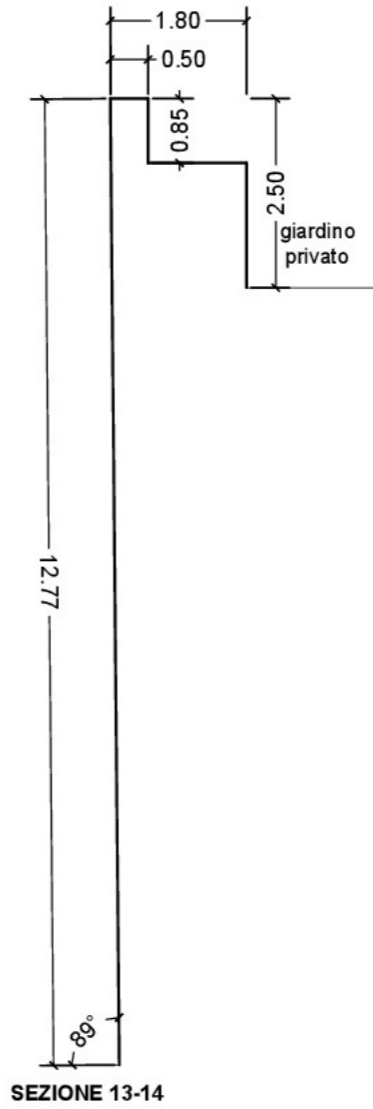
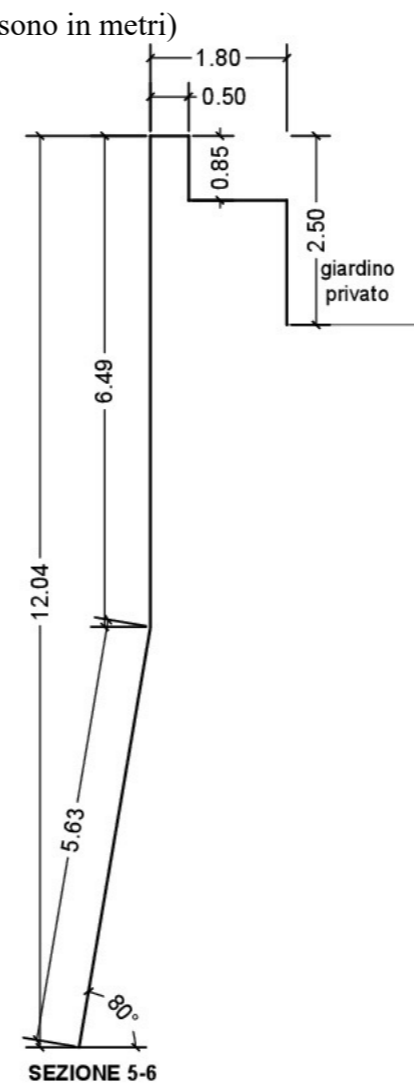
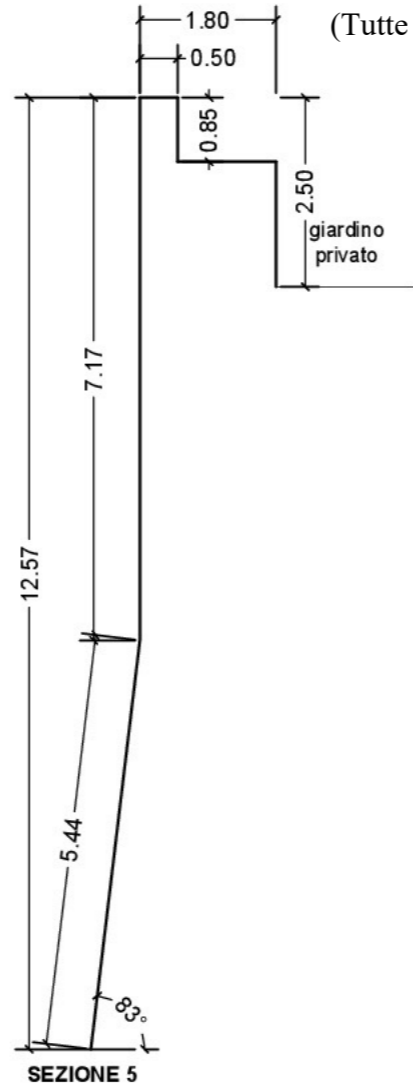
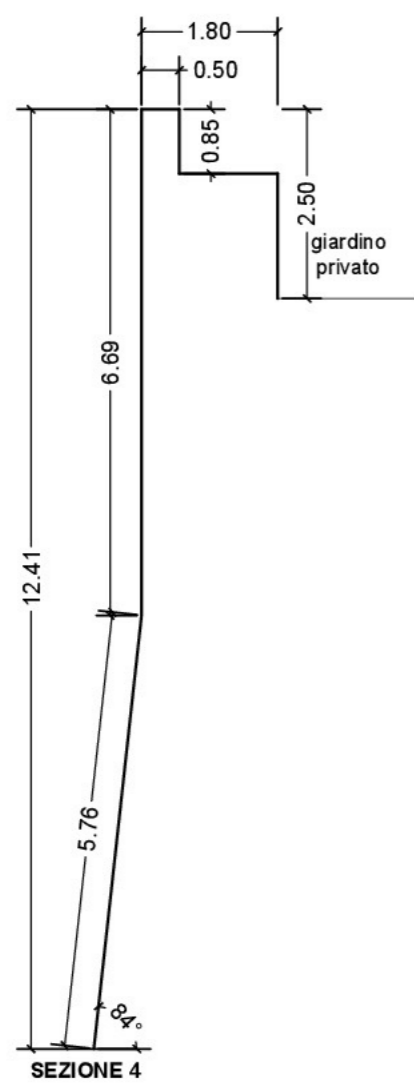


Fig.1: Vista della sezione 4

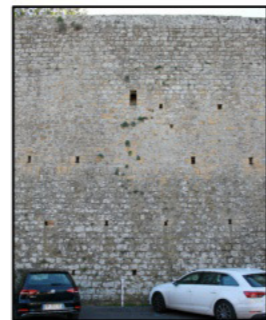


Fig.3: Vista della sezione 5



Fig.5: Vista della sezione 5-6 con presenza di vegetazione sul paramento murario



Fig.7: Vista della sezione 13-14

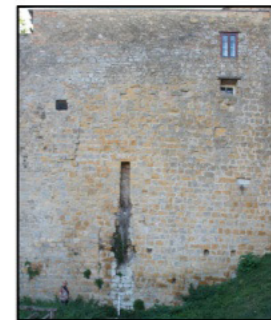


Fig.9: Vista della sezione 15. Presenza di edificio che ha inglobato parte della sezione e dren



Fig.2: Vista della sezione 4 e presenza di vegetazione

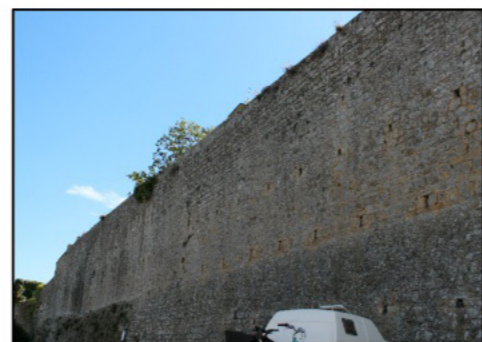


Fig.4: Vista delle sezioni 4-6 con evidenze di costruzione delle mura con due pendenze differenti.

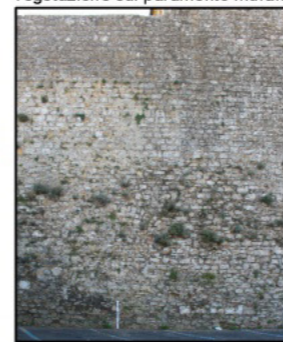


Fig.6: Dettaglio paramento murario sezione 5-6



Fig.8: Dettaglio tessitura muraria sezione 13-14



Fig.10: Dettaglio sezione d'angolo 14-15 con presenza di edifici e vegetazione

Scala 1:100

(Tutte le misure sono in metri)





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

### 1.3. Sezione Crollata

Nel seguente capitolo verrà condotta la verifica della sezione oggetto di crollo nel Gennaio 2014 attraverso più modelli di calcolo. Questo si esegue con la valutazione di possibili superfici di scorrimento attraverso:

1. Analisi Limite;
2. Modello FEM.

Il primo metodo si basa sull'applicazione dell'Analisi Limite per la verifica della stabilità del pendio: si studiano le condizioni di equilibrio di un volume di terreno delimitato inferiormente da superfici di scorrimento. Non essendo questa nota a priori, la verifica di stabilità si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici al fine di verificare quale di queste genera il valore minore del fattore di sicurezza. Questo si ottiene valutando il rapporto fra la resistenza al taglio disponibile e la tensione di taglio mobilitata. Nella pratica il metodo è stato implementato attraverso il software freeware SSAP2010. Il programma permette di condurre una verifica speditiva inserendo all'interno della valutazione di stabilità del pendio anche le mura e quindi le caratteristiche meccaniche della muratura. L'utilizzo di questo strumento non è stato finalizzato ad ottenere un modello dettagliato del caso studio, ma soltanto a fornire un rapido riscontro con quanto effettivamente verificatosi con il crollo.

Il secondo metodo si basa sull'uso del programma STRAUS7 release 2.4, modellando uno scenario di calcolo corrispondente al grado di imbibizione iniziale del terreno. In questo capitolo verrà, infatti, trattato il fenomeno dell'imbibizione dovuto a precipitazioni di diversa durata mediante un modello sperimentale denominato SLIP Model. Attraverso questo, si determinano il fattore di sicurezza ed i parametri meccanici variati del terreno in funzione della variazione della saturazione. Il modello realizzato per mezzo del programma SSAP2010 permette di poter definire, seppur schematicamente, la stratigrafia del pendio utilizzando i parametri dedotti dalle prove in situ ed in laboratorio effettuate a seguito del crollo del tratto di mura lungo Via Lungo le Mura (Gennaio 2014). Nel modello SLIP, invece, è stato utilizzato un valore medio del terreno sempre dedotto dalla relazione geologica.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

### 1.3.1. Caratteristiche del terreno

I sondaggi geologici effettuati nel 2014, a seguito del crollo, hanno reso possibile individuare le caratteristiche e le proprietà del terreno sia a valle che a monte delle mura. Sono stati effettuati carotaggi che hanno permesso di condurre sondaggi verticali e orizzontali a valle ed a monte dell'opera, e allo stesso tempo di eseguire durante la perforazione prove penetrometriche dinamiche in foro. Il terreno in esame si presenta abbastanza omogeneo, del tipo prevalentemente sabbioso, da mediamente a fortemente addensato caratterizzato da un grado di permeabilità medio-basso. Maggiore permeabilità è stata riscontrata nei livelli siltoso-sabbiosi che si collocano più in basso e che non sono quindi risultati influenti nell'analisi del pendio. L'unica caratteristica di non uniformità è rappresentata dal terreno a tergo della struttura. Questo presenta differenti caratteristiche litologiche e meccaniche: si tratta di un deposito antropico rimaneggiato di scarse caratteristiche meccaniche. Per questo motivo, nella modellazione, si utilizzeranno due tipologie di terreno. I sondaggi hanno individuato sabbie fine giallo-ocra addensate, con elevate proprietà meccaniche, intercalate a livelli calcarenitici molto compatti di ottime proprietà geotecniche. A questo litotipo si possono attribuire dei parametri geotecnici medi [1]:

$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$v$	$M_o$ [kN/m <sup>2</sup> ]
37	0	26,5	20	22	0,28	295000

Tabella 6: Parametri meccanici medi del litotipo identificabile come sabbie fini giallo-ocra addensate intercalate a livelli calcarenitici molto compatti di ottime proprietà geotecniche.

Si determina attraverso formule di letteratura il valore della porosità,  $n$ , che rappresenta il rapporto fra il volume dei vuoti ed il volume totale del terreno:

$$n = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_s}{\gamma_w - \gamma_s} = 0,27 \quad (1)$$

Tramite una semplice relazione che lega la porosità all'indice dei vuoti,  $e$ , si determina il valore di questo ultimo:





## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$$e = \frac{n}{1-n} = 0,37 \quad (2)$$

Con i valori sopra riportati si può ricavare il peso specifico del terreno asciutto, cioè il peso specifico con valore del grado di saturazione pari a 0:

$$\gamma_d = (1-n)\gamma_s = 19,3 \text{ kN/m}^3 \quad (3)$$

I valori sopra calcolati risultano coerenti con quanto indicato per le sabbie naturali da Terzaghi e Peck [2] che individuano una porosità variabile fra il 25% ed il 50% a seconda della forma delle particelle, dell'uniformità della granulometria e delle condizioni di sedimentazione. Con tali caratteristiche geotecniche del terreno è possibile determinare il grado di saturazione iniziale:

$$S_r = \frac{w\gamma_s}{e\gamma_w} = 0,30 \quad (4)$$

dove:

$$w(\text{contenuto d'acqua}) = \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d} = 0,04 \quad (5)$$

Il modulo edometrico,  $M_0$ , permette di calcolare il Modulo di Young,  $E$ , di maggiore interesse per la modellazione, attraverso la seguente relazione che collega i valori dei due moduli attraverso il coefficiente di Poisson,  $\nu$ :

$$E_{ed} = E \cdot \frac{(1-\nu)}{(1-\nu-2\nu^2)} \quad (6)$$

Dalla (6) si determina un valore del Modulo di Elasticità,  $E=23076 \text{ kN/m}^2$ . Lo spessore dello strato di terreno di riempimento, situato subito a monte dell'opera muraria, è stato rilevato grazie a prove di carotaggio orizzontali effettuate ad una quota di circa -4 metri rispetto al livello di Via Lungo le Mura (*Figura 19*). Si tratta di terreno antropico rimaneggiato risalente a varie epoche storiche con sabbia e ciottoli eterogenei di profondità circa 10 metri ed altezza 5 metri. Dalla relazione geologica, le proprietà meccaniche di questo litotipo sono scarse:

$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
15	20	17	18

Tabella 7: Parametri meccanici del terreno di deposito antropico.



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Essendo state effettuate prove dinamiche in foro SPT soltanto per i sondaggi verticali, non per quelli orizzontali, riguardo questo litotipo non è possibile reperire altre informazioni oltre quelle in *Tabella 7*. Per i valori mancanti necessari alla modellazione si utilizzano dati riportati in altri studi [3]. Nel dettaglio, per il Modulo di Elasticità si adopera  $E=16240 \text{ kN/m}^2$ , valore inferiore a quello determinato per la sabbia ed in linea quindi con il fatto che il terreno è stato identificato come dotato di peggiori proprietà meccaniche. Per la determinazione dell'indice dei vuoti,  $e$ , necessario per la modellazione FEM, si ipotizza  $e = 0,60$ , trattandosi di materiale rimaneggiato costituito di ciottoli e sabbia; in accordo con quanto reperibile in letteratura dove valori tipici per la ghiaia oscillano tra 0,3 e 0,7, per la sabbia tra 0,3 e 1,0. Le caratteristiche meccaniche riportate nelle tabelle 6 e 7 e saranno utilizzate per l'elaborazione del metodo SLIP Model e per il modello FEM tramite programma STRAUS7 v.2.4. Per quanto riguarda invece l'utilizzo del programma SSAP2010, si utilizzeranno i dati come da stratigrafia a seguire.

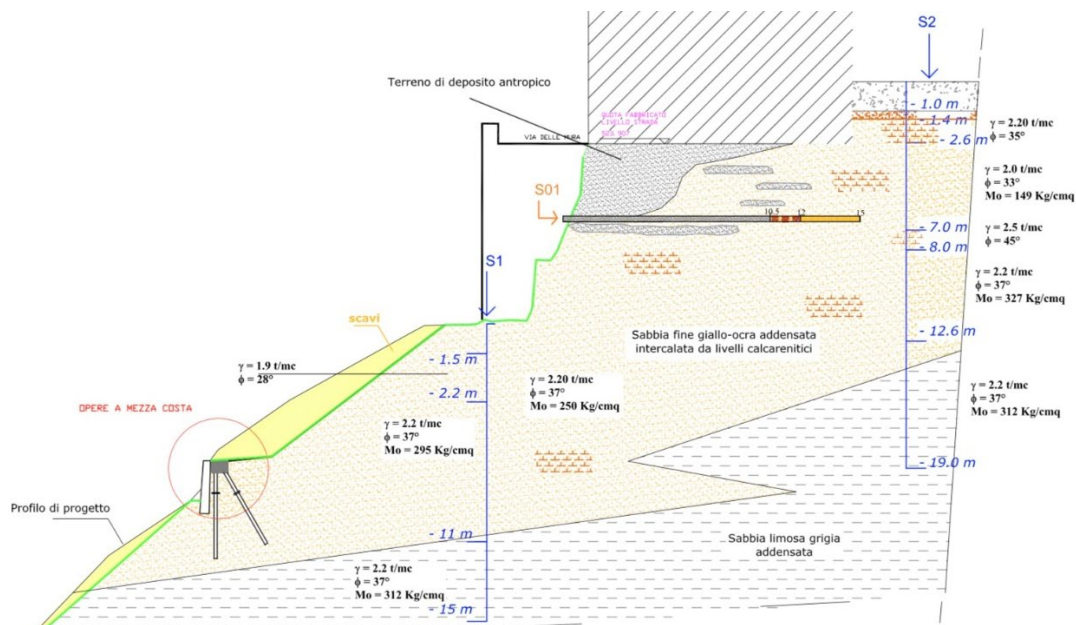


Figura 19: Sezione litostratigrafica in corrispondenza del crollo di Via Lungo le Mura con indicati i parametri geomeccanici del terreno. (Geologo Dr. Eraldo Santarnecki) [1].



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts



Figura 20: A destra, carotaggio orizzontale S01, come indicato nella stratigrafia di cui in figura precedente, mostra la natura del terreno di deposito antropico la cui presenza è stata rilevata subito a monte dell'opera di sostegno [1]. A sinistra, carotaggio verticale S2, come indicato nella stratigrafia di cui in figura precedente, mostra la natura delle sabbie fini giallo-ocra addensate [1].

### 1.3.2. Caratteristiche della muratura

La sezione plausibile del muro utilizzata per il modello semplificato e per l'analisi FEM tramite il programma STRAUS7 è stata determinata a seguito dei sondaggi e delle ricostruzioni effettuate dopo il crollo di Gennaio 2014. Tuttavia, se del terreno sono state fatte prove per la determinazione dei parametri geo-meccanici, per la muratura non sono state effettuate prove di caratterizzazione meccanica e quindi è stato possibile ricostruire soltanto una geometria di massima ed ipotizzare, come mostrato nel seguito, alcuni parametri meccanici. La sezione studiata è una porzione di muro di sostegno a gravità. Il muro è costituito da un nucleo centrale con materiale di riempimento e due paramenti esterni; il riempimento centrale, come nella maggioranza delle murature a sacco, ha scarse proprietà meccaniche ma soltanto lo scopo di incrementare il peso proprio dell'opera. Trattandosi di un'opera di epoca medievale, il materiale che costituisce la muratura è caratterizzato da grande variabilità ed è difficile identificare una tessitura ben precisa. Si propone di seguito uno schema geometrico del muro.



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

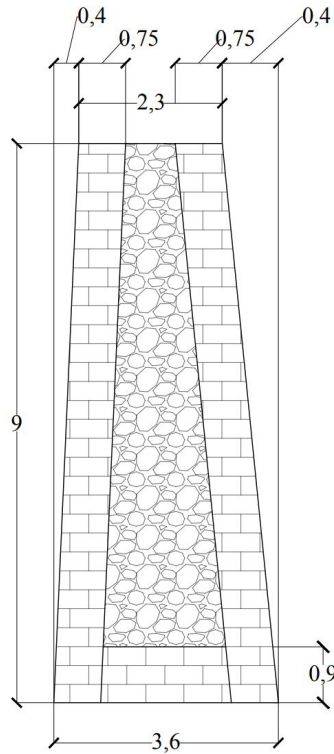


Figura 21: Geometria del muro di sostegno determinata a seguito del crollo del Gennaio 2014. L'opera è costituita da due paramenti, uno interno ed uno esterno, di buone caratteristiche meccaniche, e da un riempimento in materiale misto di scarse caratteristiche meccaniche.

Tale geometria sarà utilizzata per l'analisi FEM tramite il programma Straus7 (Paragrafo 1.7), per quanto riguarda la modellazione in SSAP2010 si utilizzerà la seguente geometria attribuendo alla muratura caratteristiche meccaniche omogeneizzate senza differenziare i paramenti dal riempimento. Nel modello SLIP, come già specificato, non si terrà invece conto della presenza dell'opera di sostegno, valutando soltanto la stabilità del pendio al variare della durata di pioggia al fine di valutare il variare delle caratteristiche del terreno. Per le caratteristiche meccaniche e di resistenza della muratura ci si riferisce al criterio di rottura di Mohr. Una versione semplificata del criterio di Mohr è quello di Mohr-Coulomb dove ci si limita a considerare soltanto i cerchi di Mohr (Figura 22) relativi al massimo sforzo di trazione e di compressione approssimando la curva limite con due rette troncate all'intersezione con le rette di equazione:





## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$$\begin{aligned}\sigma - \sigma_{t,\max} &= 0 \\ \sigma + \sigma_{c,\max} &= 0\end{aligned}\quad (7)$$

Il criterio di resistenza è espresso, come noto, tramite:

$$\tau \leq c - \sigma \tan \phi \quad (8)$$

dove:

$c$ , rappresenta la coesione;

$\phi$ , l'angolo di attrito interno.

I punti che soddisfano il criterio di rottura di Mohr-Coulomb occupano la regione tratteggiata in *Figura 22*.

Per quanto riguarda il caso studio in esame si considerano il seguente sforzo di compressione e trazione massimo per la muratura:

$$\sigma_c = 1950 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_t = 350 \text{ kN/m}^2.$$

Questi dati permettono di calcolare il valore della coesione e dell'angolo di attrito interno necessari per poter condurre le analisi per mezzo del programma SSAP2010 e STRAUS7.

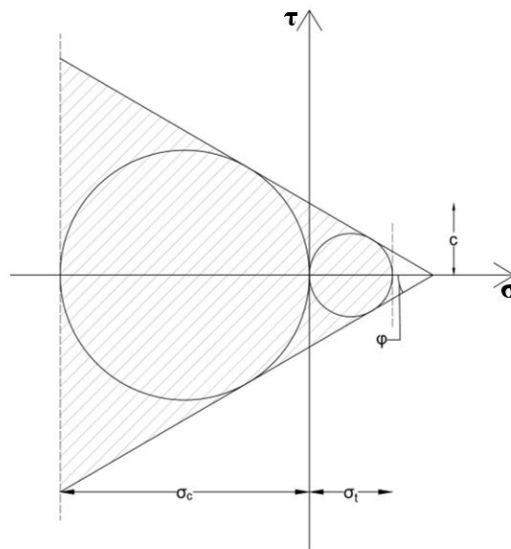


Figura 22: Rappresentazione del criterio di rottura di Mohr-Coulomb nel piano  $\sigma$ - $\tau$ .

Si ha, quindi:



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$c = 410 \text{ kPa}$ ;

$\phi = 44^\circ$ .

Per quanto riguarda il peso proprio della muratura costituente i paramenti interno ed esterno si è optato per il valore  $\gamma_m = 21 \text{ kN/m}^3$ , mentre per il riempimento è stato scelto un minore peso specifico,  $\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$ . Le altre caratteristiche meccaniche della muratura sono riportate nella tabella che segue.

E [kN/m <sup>2</sup> ]	c' [kPa]	$\phi$ [°]	$\nu$
1200000	410	44	0,2

Tabella 8: Parametri meccanici della muratura del paramento esterno utilizzati per l'analisi.

E [kN/m <sup>2</sup> ]	c' [kPa]	$\phi$ [°]	$\nu$
1200000	410	44	0,2

Tabella 9: Parametri meccanici della muratura del paramento interno utilizzati per l'analisi.

### 1.3.3. Altri dati di Input

Altri dati di input sono costituiti dai carichi agenti sul modello. Il peso proprio del terreno e della muratura agente nella direzione della gravità. Oltre a questo, sulla struttura grava anche un sovraccarico distribuito ad una distanza dal muro pari a 2,80 metri come riportato in [3]. Questo sovraccarico è dovuto alla presenza a monte della sezione crollata di edifici in muratura (come si evince dalla rappresentazione schematica di *Figura 19*). Per valutare l'entità di questo sovraccarico si è utilizzato quanto già fatto in tesi di laurea sull'argomento e quanto indicato in Lancellotta [4], dove si spiega che in generale si considera un sovraccarico uniformemente distribuito pari a  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  per ogni piano di cui è costituito l'edificio. Per cui, considerando edifici in media di 4 piani, si ottiene un sovraccarico pari a  $q = 40 \text{ kN/m}^2$ .



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

## **1.4. Rischio ALLUVIONE**

Sono eseguite analisi numeriche approfondite sulla sezione delle mura di Volterra oggetto del crollo del gennaio 2014 a seguito di un periodo di intensa piovosità. In questa sezione vengono inoltre valutati i parametri meccanici che maggiormente influenzano la stabilità delle mura.

La modellazione è eseguita mediante elementi finiti Attraverso il codice Diana distinguendo i materiali che compongono i vari strati dell'opera di sostegno. L'analisi viene qui eseguita sia nello scenario prima del crollo che nello scenario della ricostruzione considerando la presenza di tiranti statici.

È valutata la sicurezza statica della struttura considerando l'effetto parametrico della variabilità di energia di frattura, resistenza a trazione e resistenza a taglio. Oltre al modello piano è inoltre realizzato un modello FEM tridimensionale che si mostra in ottimo accordo con la modalità di collasso effettivamente verificatasi.

### **1.4.1. Stabilità delle opere di sostegno**

La stabilità di un'opera di sostegno riguarda tanto la stabilità tanto dell'opera di sostegno stessa e della relativa fondazione quanto la stabilità della parete stessa e del terreno a monte ed a valle dell'opera stessa. Secondo Chan [10] la resistenza di un'opera di sostegno è correlata a quattro parametri:

1. La resistenza del terreno;
2. La geometria dell'opera di contenimento;
3. La pendenza e l'inclinazione del terreno;
4. Il livello di falda.

Tra questi la resistenza del terreno non gioca un ruolo fondamentale nella stabilità strutturale (massimo un 10% in [10]). Invece giocano un ruolo di primaria importanza, oltre a alla geometria dell'opera, il livello di falda e l'angolo di attrito del terreno di rinterro.

Come ricordato dai lavori di Terzaghi e Coulomb la coesione gioca un ruolo molto importante sulla stabilità dell'opera di sostegno essendo questa collegata alla modalità di rottura a taglio.





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

La presenza di una seppur modesta coesione permette infatti a fronti di scavo senza sostegno di resistere anche senza apposite opere di presidio. La presenza della coesione consente dunque l'equilibrio statico di molto ad opere di sostegno antiche in condizione drenate.

Come noto però la coesione viene fortemente ridotta dalle condizioni di saturazione del terreno e quindi non è consigliabile fare affidamento su di questa quando il terreno a monte dell'opera rischia di essere saturo. In questo lavoro assume dunque un ruolo chiave l'angolo di attrito di un volume significativo terreno a monte di un'opera di sostegno. Questo è in condizioni normali ricavabile tracciando, dalla base del muro un piano di inclinazione ( $\delta$ ) compresa tra  $2/3 \phi$  e  $\phi$ .

#### **1.4.2. Analisi statica non lineare e condizioni statiche previste**

Viene eseguita un'analisi statica non lineare per valutare come parametri meccanici influenzino le modalità di collasso nel caso di aumento progressivo della spinta idrostatica come avviene nel caso di inondazione.

I carichi permanenti sono in questo caso il peso proprio ed il sovraccarico indotto dagli edifici contigui. Un'analisi per fasi incrementali permette di valutare l'effetto del crescente livello idrico a tergo dell'opera di sostegno (Figura 23 - b).

Il modello è in grado di tenere in conto della spinta del terreno anche se completamente saturo d'acqua. In questo caso la spinta del terreno viene calcolata considerando il peso proprio del terreno alleggerito, ottenendo una maggiorazione dei carichi dovuta al solo effetto dell'acqua interstiziale.

Nelle analisi vengono considerati due tipi di non linearità: quella fisico-meccanica e quella geometrica. Con riguardo alla non linearità fisico-meccanica vengono considerati gli effetti di fessurazione, plasticità, creep, e non-linearità dell'interfaccia. Per quanto riguarda le non-linearità geometriche, vengono considerati gli effetti del secondo ordine ( $p - \delta$ ), considerando la variazione della geometria nel tempo e lo stato maggiore di sollecitazione indotto dai carichi che agiscono sulla configurazione geometrica modificata. Il metodo di iterazione utilizzato è il metodo secante (Quasi-Newton) (BFGS) method [20], in cui la prima tangente è calcolata dalla

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts precedente iterazione e la norma di convergenza scelta si riferisce agli spostamenti, con un tolleranza di convergenza di 0,01 [14].

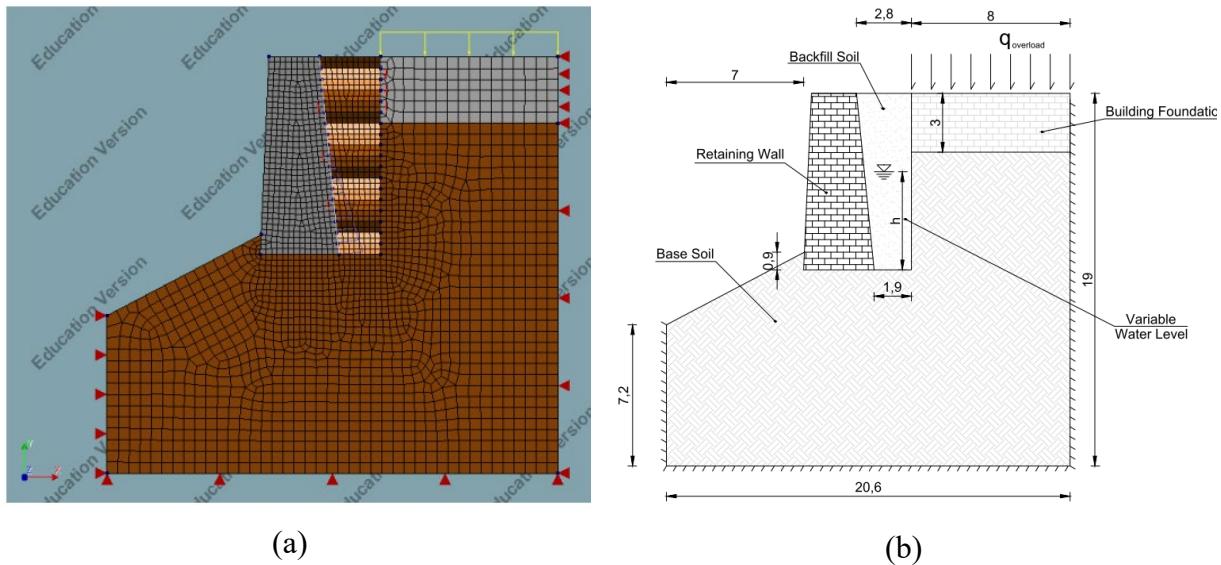


Figura 23 – Modello agli elementi finiti eseguito con Diana (a) e condizioni di carico per il modello piano (b).

Le condizioni di carico considerate sono il peso proprio, il sovraccarico indotto dagli edifici posti a monte, e la spinta dell'acqua. Per quanto attiene il sovraccarico degli edifici è assunto un carico pari a circa  $10 \text{ kN/m}^2$  per piano, perciò pari a  $40 \text{ kN/m}^2$  nel caso specifico. La pressione idrica è qui considerata come pressione idrostatica esterna agente sulle superfici di contatto. Questa azione è modellata variabile per assumere l'effetto della spinta idrostatica la notte del collasso. Infatti, è probabile che, a causa sia della mancanza di un adeguato sistema di drenaggio dietro il muro sia delle forti piogge che si sono verificate su un terreno già saturo, il carico idraulico sia gradualmente aumentata dietro il muro, raggiungendo un livello in grado di provocare il cedimento della muratura. Il carico d'acqua è stato applicato come piccoli gradini di carico, aumentando la testa idraulica di 1 cm da un gradino a quello successivo.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

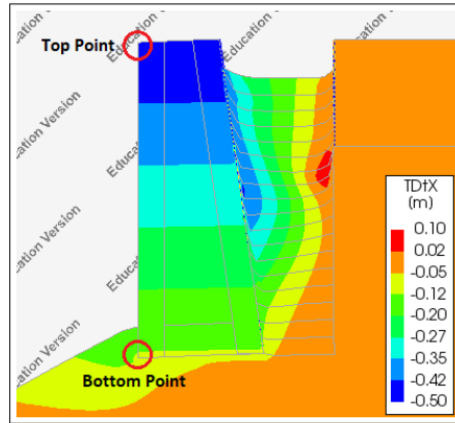


Figura 24 -Punti di controllo per il calcolo delle curve di capacità.

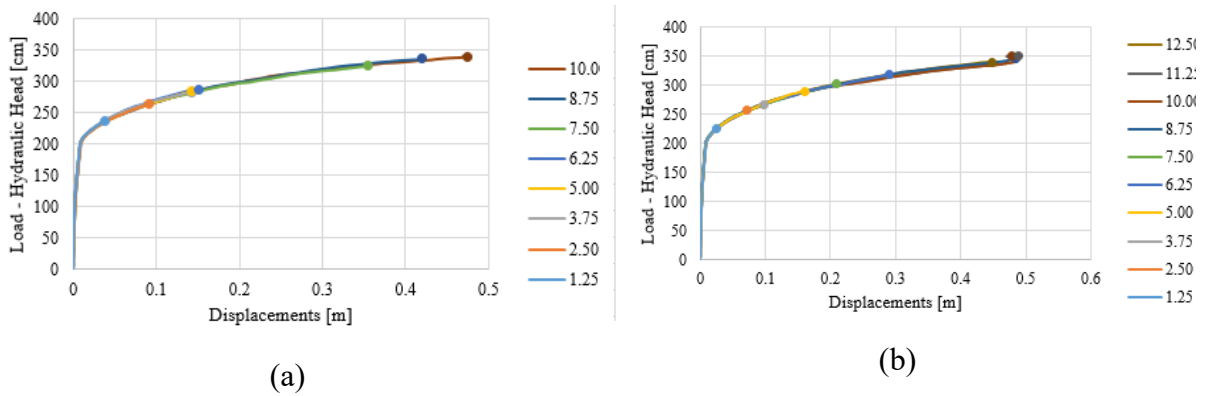


Figura 25 - Curve di capacità relativa all'analisi parametrica. La resistenza a trazione è espressa in  $\text{kN/m}^2$ , varia tra 1.25 e 10  $\text{kn/m}^2$ .  $G_f = 0.00075 \text{ kN/m}$  (a) and  $G_f = 0.03 \text{ kN/m}$  (b)



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

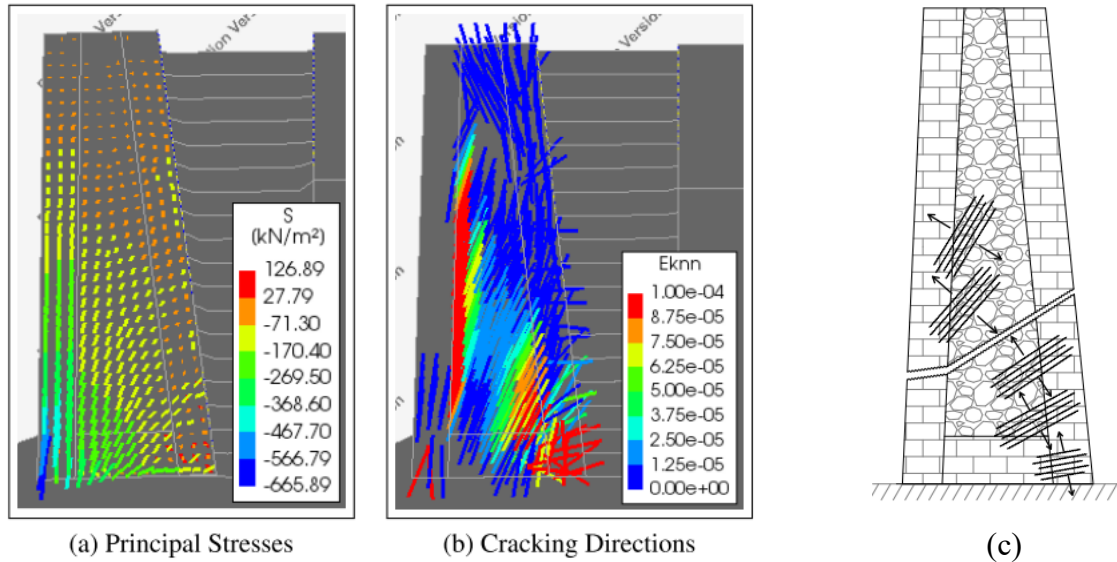


Figura 26 – Distribuzione delle tensioni (a); fratture corrispondenti (b) vista schematica del più probabile meccanismo di collasso (c).

Viene poi considerate un'altra ipotesi: il terreno di riempimento è impermeabile ed il carico idraulica può salire da un livello diverso, concentrandosi nella metà superiore del muro di sostegno. Secondo questa ipotesi, sono state ottenute significative cadute nel carico d'acqua necessario a far collassare la struttura (per entrambi i meccanismi di rottura), a causa della maggiore distanza con cui le forze agiscono rispetto al centro di rotazione strutturale. Ma soprattutto, è stato raggiunto un aumento di oltre il 100% del limite di resistenza alla trazione  $f_{t,lim}$  per cui si verifica il sopravvenire del meccanismo di collasso.

### 1.4.3. Analisi dello stato di progetto

Vale la pena di valutare il ruolo statico di una soluzione che potrebbe aver impedito il crollo del muro: l'inserimento di tiranti di ancoraggio (Figura 28).

La lunghezza progettata è di 9,30 m ed il legame costitutivo è modellato come elemento di tirante non lineare (Figura 28). Per identificare il diametro minimo che consente al tirante di resistere ai carichi di progetto, è sufficiente una semplice di ribaltamento impedito. La forza di trazione del tirante è di circa 254 kN se si considerano le azioni di progettazione mostrate in

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Figura 29. Supponendo che l'acciaio S235 abbia un diametro minimo di 37 mm. Nella modellizzazione numerica, l'energia di frattura, il modulo elastico e la resistenza alla compressione della parete sono mantenuti costanti, non essendo così significativi per le curve di capacità, mentre il diametro è l'unico parametro variabile assunto.

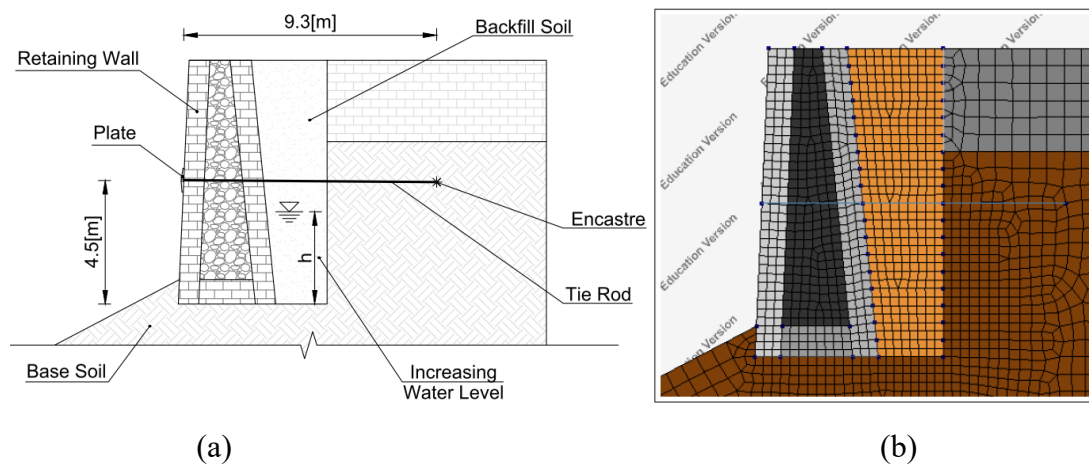


Figura 27- Retrofit di mura storiche attraverso l'inserimento di un tirante di ancoraggio a metà altezza (a) e relativo modello agli elementi finiti (b).

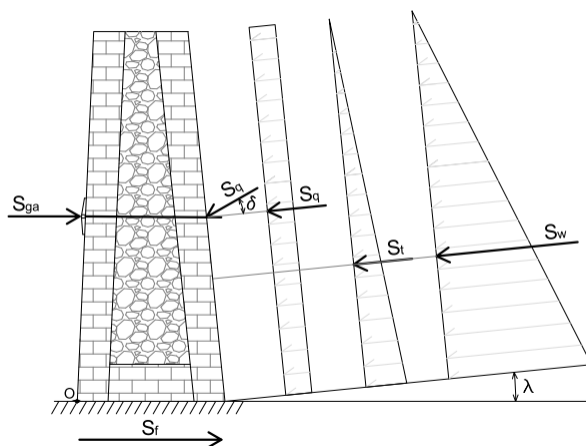


Figura 28 -Azioni agenti su un'opera di sostegno vincolata mediante un tirante di ancoraggio.

I risultati ottenuti mostrano un deciso aumento del livello di acqua necessario a causare il collasso strutturale. Questo miglioramento è dovuto all'aggiunta di una forza orizzontale stabilizzante che determina un effetto benefico per le distribuzioni delle tensioni interne (Figura 29 a-b). Per

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts quanto riguarda una valutazione quantitativa, lo sforzo di trazione del muro è di un ordine di grandezza inferiore a quello senza tirante (Figura 29 a), mentre lo sforzo di compressione al piede dell'opera di sostegno non cambia in modo significativo. Lo schema di fessurazione è di conseguenza migliorato con una riduzione della fessurazione nella parte interna della parete ma una diffusione più ampia nella parete interna (Figura 29 c).

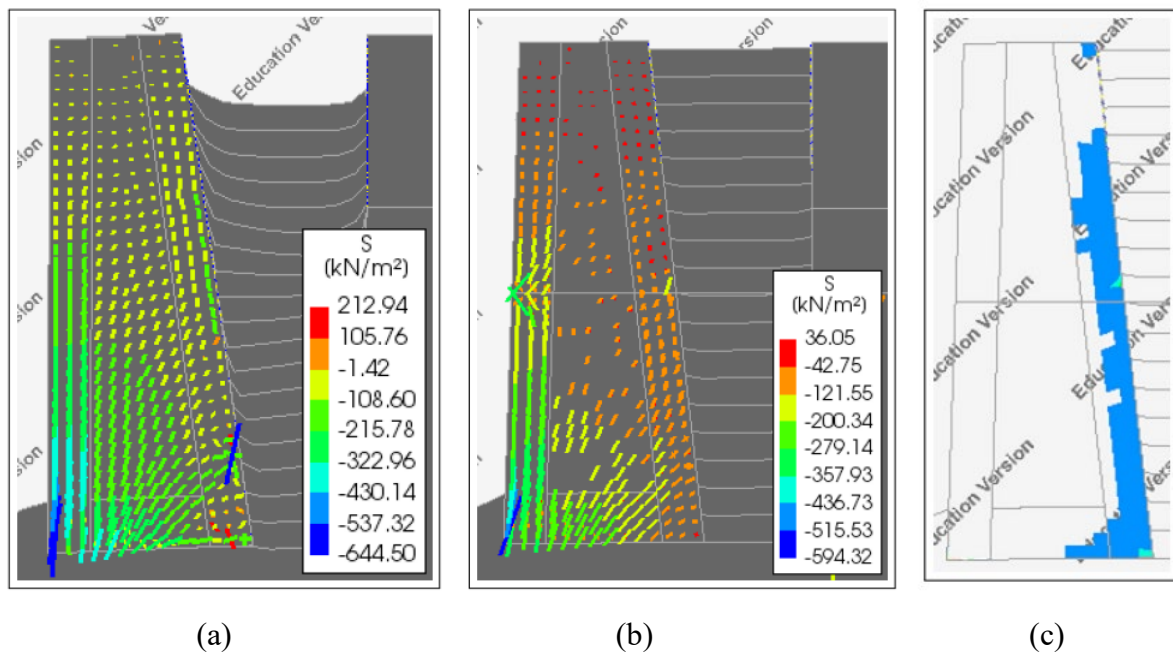


Figura 29 – Distribuzione delle tensioni principali con (a) e senza (b) tiranti di ancoraggio

#### 1.4.4. Analisi tridimensionale

E' stato inoltre modellata una porzione tridimensionale dell'opera di sostegno al fine di valutare al forma a cucchiaio della rottura. Essendo la porzione di muro interessata dal crollo pari a circa 30 metri è stata modellata una porzione di muro pari a 46 metri. A causa della simmetria spaziale del problema sono stati posti vincoli di simmetria in una sezione di estremità (Figura 30). Risulta inoltre opportuna una attenta modellazione della contigua interfaccia di muro. Per questa ragione si esegue una modellazione non lineare delle interfacce assumendo una resistenza a taglio pari a circa 1.5 volte la resistenza a trazione (assunta pari a 10 kN/m<sup>2</sup>) ed un modulo tangenziale



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts pari a 0.4 volte il modulo elastico. Gli altri parametri e condizioni al contorno scelte sono analoghe e quelle derivanti dal modello 2-D.

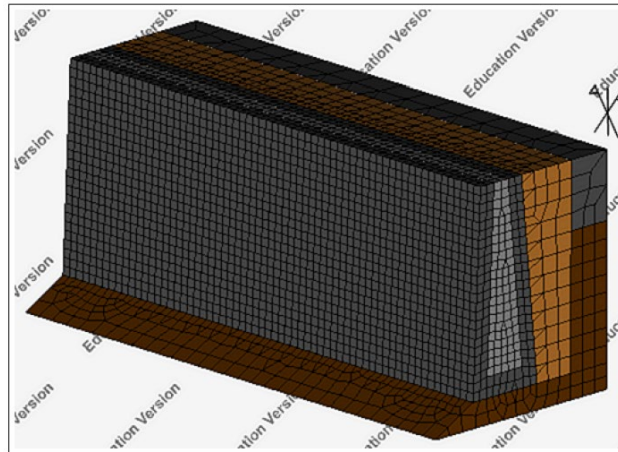


Figura 30 – Vista del modello 3D della parete crollata.

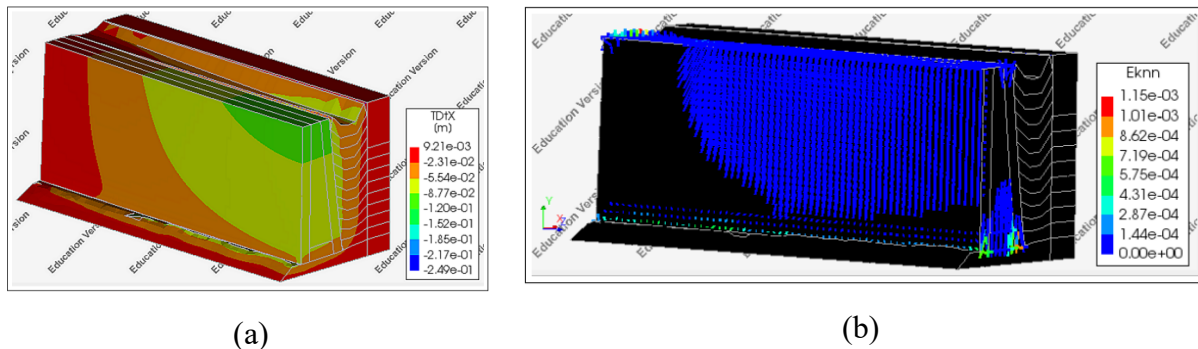


Figura 31- Spostamenti fuori piano e fessurazione

Aumentando gradualmente il livello idrico a monte dell'opera di sostegno e spingendo la porzione principale dell'opera di sostegno fino al collasso è possibile valutare degli spostamenti fuori piano ed una configurazione delle fessure molto simile a quelle evidenziate nella sezione di muro crollata.

### 1.4.5. Risultati

Tra i parametri analizzati solo la resistenza a trazione della muratura ha rivelato avere un ruolo cruciale nella valutazione della sicurezza dell'opera di sostegno. Considerando infatti un



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

aumento del livello di falda a tergo del muro in condizioni non drenate (e con dreni del paramento verticale ostruiti) è possibile valutare che la tipologia di collasso dell'opera di sostegno prevede il superamento della resistenza massima a trazione. La massima resistenza a trazione ammissibile risulta in questo caso pari a  $15 \text{ kN/m}^2$ , valore di sicurezza che può ricavarsi nella verifica delle restanti sezioni delle mura medievali.



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

## 1.5. Rischio FRANE

### 1.5.1. Programma SSAP2010

Il programma SSAP2010 permette di rappresentare adeguatamente tutte le discontinuità presenti nei pendii naturali o artificiali evitando assunzioni troppo semplificative. Il programma permette di considerare la presenza di sovraccarichi, falde acquifere o altre discontinuità e caratteristiche del pendio in esame. Il programma dispone di un'interfaccia molto semplice. La geometria e le caratteristiche meccaniche dell'opera vengono modellate attraverso la creazione di:

- file.dat con le coordinate geometriche del pendio oggetto di analisi;
- un file.geo con i dati geomeccanici degli strati di terreno o delle lenti.

La verifica di stabilità dei pendii avviene attraverso la creazione di un modello geometrico del pendio elaborato in file .dxf ed esportato nel programma per poter creare un file .dat attraverso cui vengono fornite le coordinate del pendio. Al modello possono essere inseriti eventuali sovraccarichi e, se presente, il livello della falda. Nell'interfaccia delle opzioni generali, può essere scelto il modello di calcolo con cui valutare il fattore di sicurezza oltre che altri parametri che verranno descritti nel seguito. Come output il programma fornisce la superficie di rottura, cioè quella dove FS, fattore di sicurezza, è minimo, i diagrammi delle forze e la mappa di FS locale. Per il caso studio in oggetto verranno mostrati in seguito i risultati dell'analisi forniti dal programma. L'interfaccia delle opzioni del programma permette, ad esempio, di scegliere quale metodo di calcolo utilizzare oltre che rendere possibile la scelta di altri parametri o l'inserimento di elementi strutturali come tiranti o palificate. Nel dettaglio del caso studio qui proposto, sono state effettuate le seguenti scelte:

- Non si è tenuto conto dell'eventuale effetto dell'azione sismica per cui i due coefficienti sismici orizzontale e verticali sono posti entrambi pari a zero;
- Il motore di generazione e di ricerca delle superfici scelto è il *Sniff Random Search* (SRS). Questo metodo è il più innovativo, ma anche il più versatile tra quelli impiegati dal programma. Si è scelto di optare per questo ultimo metodo in quanto, oltre a generare



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts superfici di rottura con FS più bassi rispetto alle altre due metodologie, risulta il più idoneo per pendii non è omogeneo contenenti delle lenti [5];

- Altre opzioni, attivate o disattivate di default, sono state lasciate tali in quanto non influivano significativamente nell'analisi del pendio.

Tra le opzioni del programma si può scegliere anche quale metodo di calcolo utilizzare per la determinazione del fattore di sicurezza FS. Per il caso studio in esame l'analisi verrà condotta per più modelli di calcolo andando ad indagare per quale modello si ottiene la superficie di rottura con FS minore.



Figura 32: Interfaccia del programma SSAP2010.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

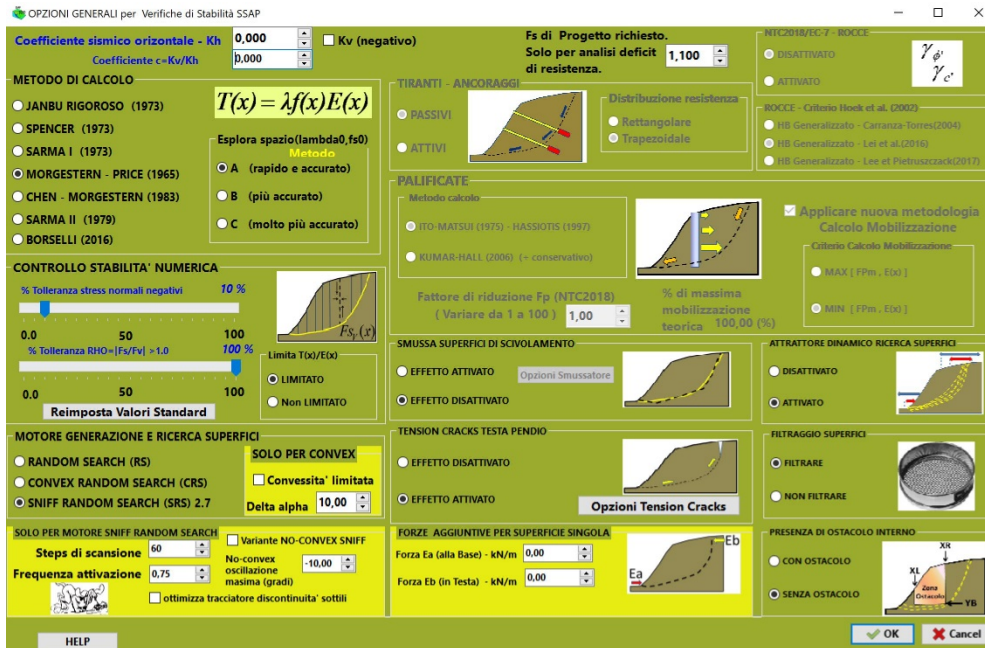


Figura 33: Interfaccia delle opzioni del programma SSAP2010. In alto viene selezionato il metodo di calcolo. Il valore del Fattore di Sicurezza per l'analisi del pendio è fissato ad 1,10 come da letteratura.

### 1.5.2. Modello SSAP2010

Il modello realizzato per SSAP2010 rappresenta uno schema estremamente semplificato del caso studio, tuttavia particolarmente utile in quanto il programma risulta valido per analisi di semplici modelli e quindi per fornire un'indicazione preliminare del comportamento del pendio. Il modello è stato disegnato su strumento CAD ed importato come file .dxf all'interno del programma. La geometria è stata dedotta da quella rappresentata nella relazione geologica di consolidamento della scarpata redatta a seguito del crollo del tratto in corrispondenza di Via Lungo le Mura avvenuto nel 2014 [1]. Per semplicità di calcolo si sono adottate le seguenti semplificazioni:

- Muratura rappresentata tramite lente di terreno equivalente e costituita di un unico materiale avente le caratteristiche meccaniche come da *Paragrafo 1.3.2*;



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

- Stratigrafia del terreno semplificata e costituita da 4 strati di terreno rispettivamente di sabbia fine addensata e materiale di deposito antropico, le cui caratteristiche meccaniche e geotecniche principali sono state già riportate nel *Paragrafo 1.3.1*;
- Sovraccarico uniformemente distribuito rappresentate il contributo dovuto ad edifici esistenti a monte dell'opera di sostegno pari a  $q = 40 \text{ kN/m}^2$ ;
- Assenza di falda acquifera.

Parametri Meccanici Terreno e Muratura					
N°Strato/Lente	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	15	20	0	17	18
2	37	0	0	20	22
3	37	0	0	20	22
4	37	0	0	20	22
5	44	410	0	21	21

Tabella 10: Parametri geotecnici degli strati/lenti che costituiscono il modello. 1-4 sono strati, 5 è una lente e rappresenta il muro di sostegno. I valori utilizzati sono gli stessi riportati nei paragrafi precedenti.

### 1.5.3. Modelli di Analisi

Il programma SSAP2010 permette di effettuare l'analisi del pendio e quindi determinare il coefficiente di sicurezza FS utilizzando diversi modelli di calcolo. In letteratura i vari metodi disponibili per le verifiche di pendii naturali, caratterizzati da una complessa ed irregolare morfologia, valutano tutti la condizione di stabilità in termini di sicurezza globale (valore di FS) che indica il rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e quella mobilitata lungo la superficie di rottura considerata. Il metodo utilizzato per la determinazione del coefficiente di sicurezza è quello, nell'ambito dei metodi dell'analisi limite, dei conici per cui la massa delimitata dalla superficie topografica viene suddivisa in un certo numero  $n$  di conici, o strisce, verticali separati



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts da interfacce verticali in numero  $n-1$ . Il programma quindi, risolve le equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione per ciascun concio e per il sistema totale.

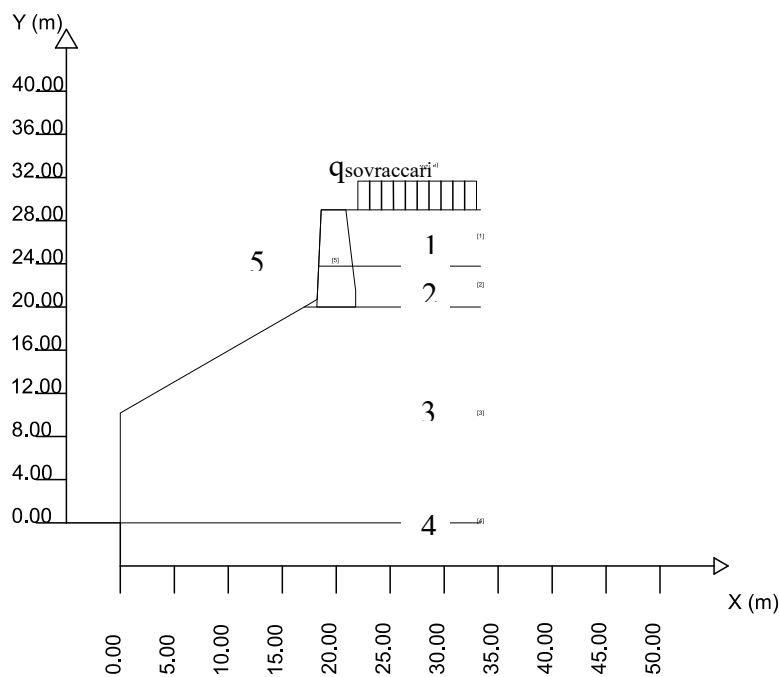


Figura 34: Modello del pendio come elaborato nel programma SSAP2010. Dall'alto verso il basso [1] materiale di deposito antropico; [2],[3],[4] sabbie fini giallo-ocra addensate; [5] lente in muratura.

I vari metodi di analisi, disponibili anche nel programma SSAP2010, si differenziano tra loro in base alle equazioni di equilibrio utilizzate e per le ipotesi semplificative adottate in merito alle forze di interazione che si scambiano i conci. Di seguito immaginiamo di estrarre un concio iesimo e di rappresentare le forze che agiscono su di questo in condizioni di equilibrio.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

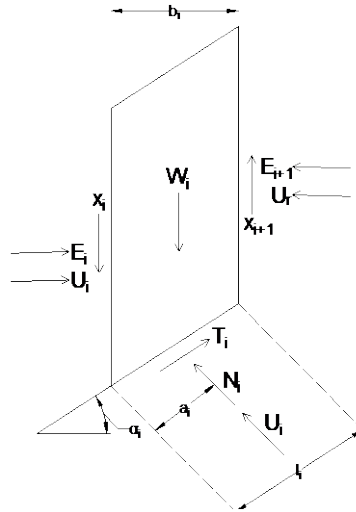


Figura 35: Forze agenti su un  $n$ -esimo concio della superficie di scorrimento suddivisa da  $n-1$  tagli verticali.

dove le lettere nella Figura 35 rappresentano:

$N_i$  componente normale della reazione di appoggio del concio sulla superficie di scorrimento;

$T_i$  componente tagliante della reazione di appoggio del concio sulla superficie di scorrimento;

$E_i$  forze normali agenti all'interfaccia tra i conci;

$X_i$  forze tangenziali agenti all'interfaccia tra conci;

$U_i$  risultante delle pressioni interstiziali sulla superficie di separazione tra i conci ed alla base del concio;

$W_i$  peso del concio;

$\alpha_i$  angolo di inclinazione del pendio;

$l_i$ ,  $b_i$  dimensioni dell' $i$ -esimo concio;

$a_i$  distanza del punto di applicazione delle forze di base dallo spigolo anteriore.

Le ipotesi generalmente ammesse dai metodi di questo tipo sono: stato di deformazione piano quindi possibilità di trascurare gli effetti tridimensionali, arco della superficie di scorrimento, di forma circolare, approssimabile con la sua corda per cui il concio è approssimabile con un quadrilatero, comportamento del terreno rigido perfettamente elastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, coefficiente di sicurezza FS unico.





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Il numero delle incognite del problema è pari a  $5n-2$ , determinate da  $n$  forze  $N_i$  normali alla base di ciascun concio,  $n$  coordinate  $a_i$  che definiscono il punto di applicazione di  $N_i$ ,  $n-1$  componenti orizzontali  $E_i$  delle forze di interfaccia fra conci adiacenti;  $n-1$  componenti verticali  $X_i$  delle forze di interfaccia tra conci adiacenti;  $n-1$  coordinate  $h_i$  che definiscono il punto di applicazione delle  $E_i$ . Le equazioni disponibili che risolvono il problema sono  $n$  equazioni che derivano dall'equilibrio dei momenti,  $n$  dall'equilibrio delle forze verticali,  $n$  dall'equilibrio delle forze orizzontali ed  $n$  equazioni dal criterio di rottura. Si hanno 3 equazioni di equilibrio per ciascun concio per cui  $3n$  equazioni che non risolvono il problema che rimane indeterminato con grado di indeterminazione pari a  $2n-2$  equazioni. Solitamente essendo  $l_i$  piccolo per cui  $a_i=l_i/2$ , risulta possibile togliere  $n$  incognite e mancano quindi  $n-2$  relazioni. Su queste relazioni, cioè sulle assunzioni fatte per rendere il problema statisticamente determinato, si differiscono i vari modelli attraverso i quali si può calcolare il fattore di sicurezza. Nel seguito verrà proposto il risultato in termini di fattore di sicurezza ottenuto attraverso l'utilizzo di più modelli. Questi possono portare a soluzioni rigorose o non rigorose; nel primo caso le assunzioni che vengono fatte sono solamente quelle strettamente necessarie a soddisfare tutte le condizioni di equilibrio, nel secondo caso le assunzioni sono in numero superiore a quelle necessarie e non si utilizzano quindi tutte le equazioni disponibili. Il programma SSAP permette di utilizzare 6 metodi di calcolo tutti di tipo rigoroso. I metodi di calcolo con cui opera SSAP soddisfano gli equilibri alla traslazione ed alla rotazione. I metodi di calcolo proposti dal programma sono Spencer, Morgestern&Price, Chen-Morgestern, Janbu rigoroso, Sarma I e II. Di questi il fattore di sicurezza verrà calcolato per i primi 4, essendo il modello di Sarma prevalentemente utile per il calcolo del fattore di sicurezza quando si considera anche il contributo dell'azione sismica, trascurata per il nostro caso studio.

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

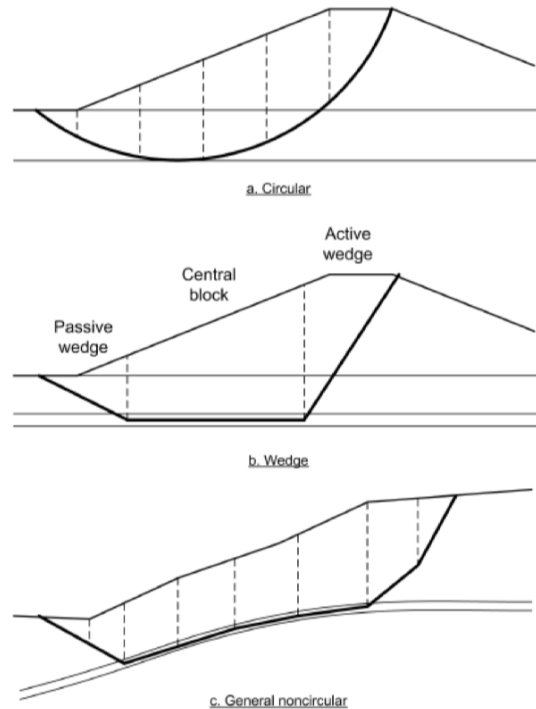


Figura 36: Tipi di superfici di rottura. Dall'alto verso il basso si hanno superfici di rottura circolari, spirali logaritmiche, generiche non circolari. Nel caso di presenza di disomogeneità preferibilmente si devono assumere superfici di forma generiche. Nel caso studio in esame si è scelto di generare superfici del terzo tipo.

Modello di calcolo per la risoluzione di FS	Relazione che esprime $T(x)$ , forza di taglio verticale tra i conci
Spencer (1967)	$T(x) = \lambda E(x)$
Morgestern & Price (1965)	$T(x) = \lambda f(x) E(x)$
Chen-Morgestern (1983)	$T(x) = [\lambda f(x) + f_0(x)] E(x)$
Janbu Rigoroso (1973)	$T(x) = E(x) \tan \alpha_t + h_t \frac{dE(x)}{dx} + \dots$

Tabella 11: Tabella che riporta la relazione che esprime  $T(x)$ , forza tangenziale tra i conci, per i vari modelli di calcolo implementati dal programma.

La tabella mostra le relazioni che esprimono la forza tangenziale tra i conci per i vari metodi di calcolo. Il modello di Janbu (1973) non è altro che l'estensione del metodo di Bishop a superfici



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

di scorrimento di forma qualsiasi, cambia quindi il braccio delle forze che non è più costante e pari al raggio. Il metodo di Spencer (1967) coincide con quello di Morgestern & Price quando la funzione  $f(x)$  è uguale ad 1. Il metodo di Morgestern & Price stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo  $X=\lambda f(x)E$ , dove  $\lambda$  è un fattore di scala ed  $f(x)$  è una relazione tra la variazione della forza  $X$  e della forza  $E$  all'interno della massa scivolante. Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, per questo si è ritenuto idoneo all'applicazione nel caso studio.

### 1.5.4. Calcolo di FS e Risultati

Di seguito si riportano in forma di tabella i risultati ottenuti attraverso il programma SSAP. Il programma tramite iterazione fornisce i valori del fattore di sicurezza delle 10 superfici dove questo risulta minore; di default vengono generate e verificate in automatico 10000 superfici. Oltre al valore numerico del coefficiente di sicurezza per ciascun metodo computazionale adoperato, è possibile ottenere il grafico delle 10 superfici con FS minore e la mappa che mostra l'andamento locale di FS. In questo ultimo caso la colorazione dal rosso al blu indica valori del coefficiente di sicurezza crescenti.

Metodo di Calcolo	F <sub>s,min</sub>	
Morgestern-Price	1,0934	1,1119
Janbu Rigoroso	1,0935	1,1207
Spencer	1,1018	1,1309
Chen-Morgestern	1,1031	1,1280

Tabella 12: Tabella che riporta i valori del coefficiente FS nell'intervallo delle 10 superfici con il valore minore.



## MiChE

### Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

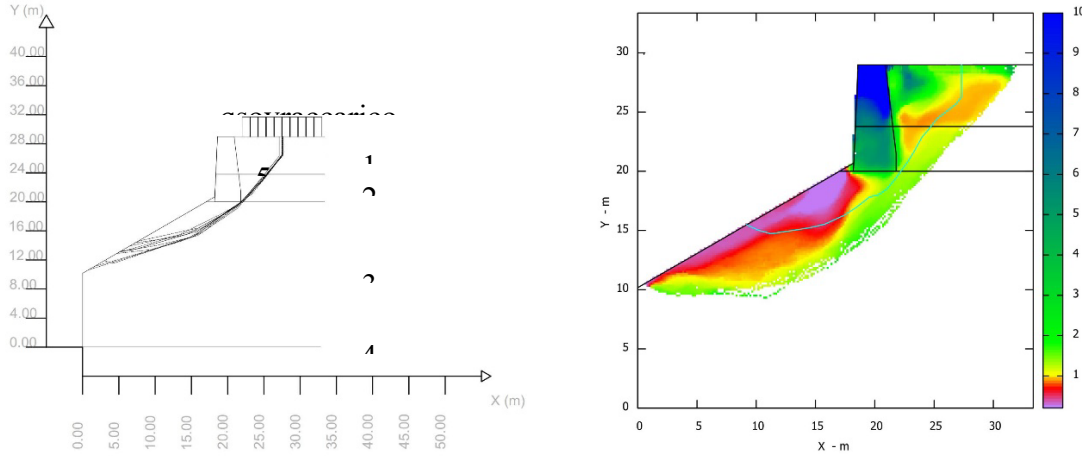


Figura 37: A sinistra, grafico delle 10 superfici con FS minori calcolate con il modello Janbu Rigoroso. A destra, mappa di FS locale generata con il metodo Janbu Rigoroso, le varie colorazioni rappresentano l'andamento di FS mentre la linea azzurra rappresenta la superficie di rottura con FS minore.

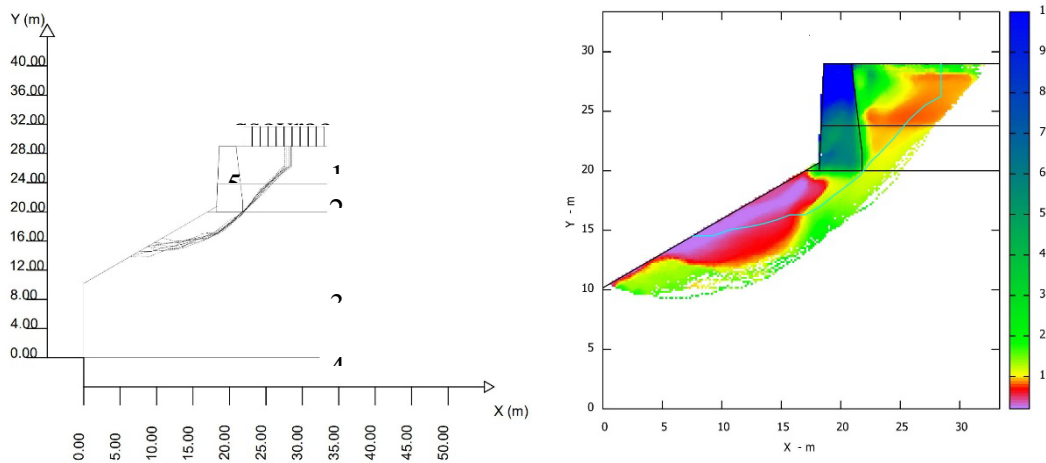


Figura 38: A destra, grafico delle 10 superfici con FS minori calcolate con il modello Spencer. A sinistra, mappa di FS locale generata con il metodo Spencer, le varie colorazioni rappresentano l'andamento di FS mentre la linea azzurra rappresenta la superficie di rottura con FS minore.





Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

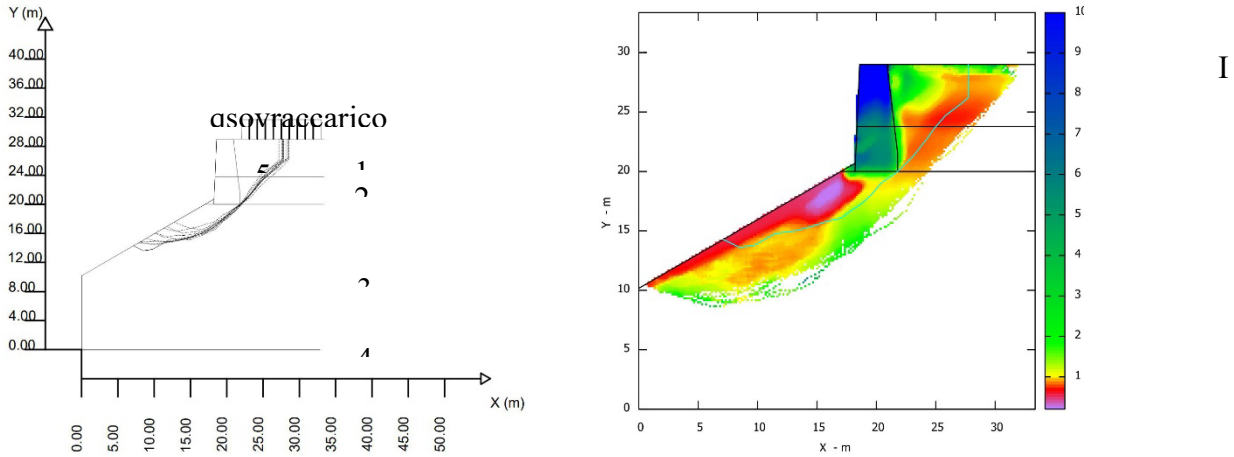


Figura 39: A sinistra, grafico delle 10 superfici con FS minori calcolate con il modello Morgenstern-Price. A destra, mappa di FS locale generata con il metodo Morgenstern-Price, le varie colorazioni rappresentano l'andamento di FS mentre la linea azzurra rappresenta la superficie di rottura con FS minore.

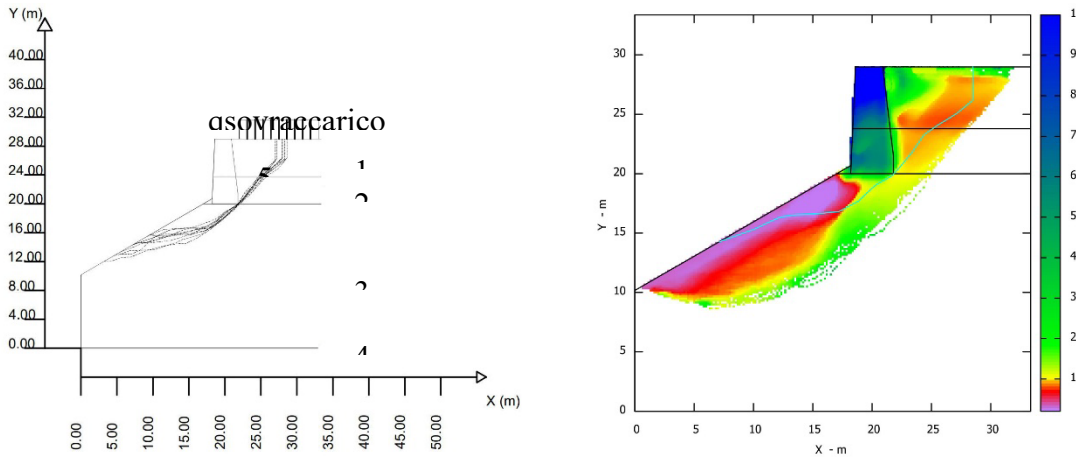


Figura 40: A sinistra, grafico delle 10 superfici con FS minorie calcolate con il modello Chen-Morgenstern. A destra, mappa di FS locale generata con il metodo Chen-Morgenstern, le varie colorazioni rappresentano l'andamento di FS mentre la linea azzurra rappresenta la superficie di rottura con FS minore.

risultati ottenuti con il programma SSAP2010 mostrano che il valore più basso ottenuto del fattore di sicurezza, qualsiasi metodo di calcolo si utilizza, si attesta sempre intorno al valore limite di 1,10, in questo caso considerato valore limite per la stabilità.



## 1.6. SLIP Model

L'altro modello di calcolo utilizzato per l'analisi semplificata del pendio, costituente la sezione già oggetto di crollo, e per ottenere la variazione dei parametri del terreno (nello specifico la coesione) in funzione del grado di saturazione dello stesso è lo SLIP Model (Shallow Landslides Instability Prediction). Si tratta di un modello matematico per poter prevedere il pericolo di frane per strati di terreno superficiali dovute a piogge di diversa durata. Nel caso studio in esame il modello non verrà applicato alla lettera su un ampio periodo di tempo ma alle massime piogge di durata pari a 1,3,6,12,24 ore registrate dalla stazione pluviometrica di Volterra. In aggiunta, si precisa, che la condizione analizzata, opera di sostegno, risulta ben diversa rispetto a quella di pendio indefinito. I risultati dello SLIP Model in termini di aumento del grado di saturazione del terreno e quindi diminuzione di resistenza a taglio, coesione, ed angolo di attrito sono quindi utilizzati nell'ambito dei modelli per la valutazione della stabilità dell'opera di sostegno.

### 1.6.1. Altezze di Pioggia

Le altezze di pioggia per cui è stato effettuato il calcolo e per cui si valutano cinque diversi scenari di imbibizione del terreno, sono state dedotte dai dati messi a disposizione dall'Ufficio Idrografico e Mareografico di Pisa che ha fornito le linee di segnalatrici di probabilità pluviometrica per le stazioni del compartimento di Pisa<sup>1</sup>. L'altezza di precipitazione è espressa nella forma:

$$h = at^n t_r^m \quad (9)$$

dove:

$h$  = altezza di precipitazione espressa in millimetri;

$t$  = durata di pioggia espressa in ore;

$t_r$  = tempo di ritorno espresso in anni.

---

<sup>1</sup> La stazione di Volterra rappresenta la numero 1660 nell'ambito del territorio della Regione Toscana.



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

I parametri  $a, n, m$  vengono stimati tramite regressione multipla lineare, previa linearizzazione dell'espressione (1) attraverso il passaggio in logaritmi. Considerando che per il caso studio in esame ci interessano durate di pioggia maggiori di un'ora i valori forniti dalle tabelle presenti negli Annali sono i seguenti:

$$a = 26,534;$$

$$n = 0,264;$$

$$m = 0,219.$$

Si hanno le curve di possibilità climatica riportate nel grafico che segue, come da elaborazione dell'Ufficio Idrografico e Mareografico di Pisa.

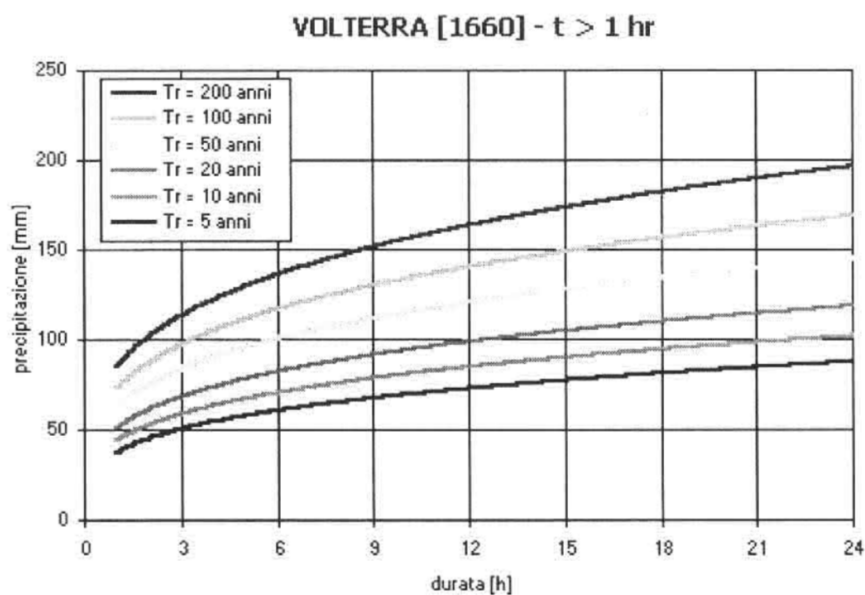


Figura 41: Curve di possibilità climatica per la Stazione di Volterra e per altezze di pioggia di durata superiore ad un'ora. L'andamento delle curve è funzione del tempo di ritorno, in questo caso le curve rappresentano i tempi di ritorno (dal basso verso l'alto) pari a 5,10,20,50,100,200 [6].

Per il caso studio in esame si considera un tempo di ritorno intermedio tra  $t_r=30$  anni e  $t_r=275$  anni, cioè  $t_r=175$  anni. Per cui si ottengono i valori di altezza di pioggia per diversa durata (da 1 a 24 ore) riportati nella tabella che segue.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$t_r$ [anni]	t [ore]				
	1	3	6	12	24
175	0,0822	0,1099	0,1319	0,158	0,1902

Tabella 13: Durate di pioggia in metri relative ad un tempo di ritorno pari a 30, 175 e 275 anni, calcolate per i valori di durata di pioggia da 1 a 24 ore attraverso l'espressione (1).

Conoscendo il valore della durata di pioggia nell'arco delle 24 ore il modello permette di poter ricavare il fattore di sicurezza  $F_s$  che varia all'aumentare della durata di pioggia.

### 1.6.2. Calcolo del Fattore di Sicurezza

Il fattore di sicurezza dipende dalle variabili che influenzano il pericolo di frana: intensità e durata di pioggia, geometria, tipologia di suolo, caratteristiche meccaniche ed idrauliche, grado di imbibizione iniziale. Il modello definisce il fattore di sicurezza  $F_S$  applicando il metodo dell'equilibrio limite a un pendio infinito composto di due parti: una parzialmente satura e un'altra con le zone completamente sature. Per semplicità queste sono rappresentate da uno strato di spessore  $mH$ , dove  $0 < m < 1$ , come mostrato nell'immagine seguente. Questo deve essere collocato in una posizione sconosciuta all'interno del pendio potenzialmente instabile  $H$ , ma localizzato alla base dello strato in quanto la scelta non influisce comunque sul modello e permette di poter tralasciare altri parametri geometrici. Il parametro  $mH$  è legato alla quantità di pioggia,  $h$ , attraverso la seguente relazione, la pioggia provoca quindi un aumento di  $m$ :

$$mH = \frac{\beta^* h}{n(1 - S_r)} \quad (10)$$

dove:

$h$  è l'altezza di pioggia come calcolata al paragrafo precedente;

$H$  è lo spessore dello strato superficiale di terreno che è potenzialmente coinvolto nella frana e per il caso studio in esame fissato in 1 metro;

$\beta^*$  è la percentuale di pioggia che si infiltra nel terreno;

$n$  è la porosità;

$S_r$  è il grado di saturazione.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

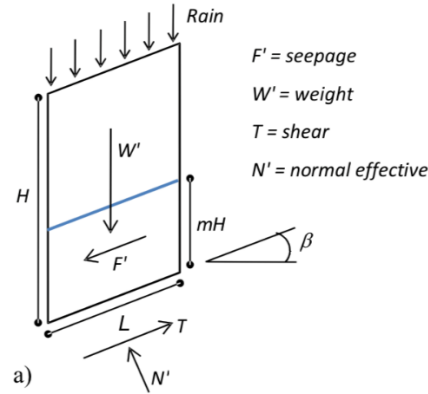


Figura 42: Schematizzazione del modello.

Per quanto riguarda le caratteristiche del terreno si utilizzano i valori medi già specificati in *Tabella 6*, considerando in questo caso il pendio costituito soltanto da sabbie fini mediamente addensate. Per il grado di saturazione  $S_r$  si è scelto di procedere fissando come valore di partenza il valore di 0,30 già calcolato con l'espressione (4), questo, come si vedrà nel seguito aumenterà con l'altezza di pioggia fino ad un massimo di 0,79. Come spiegato in [7], il valore minimo del grado di saturazione viene sommato a quello dovuto all'infiltrazione piovosa, al fine di determinare un valore conclusivo utile per la modellazione. Non essendo stato possibile un calcolo accurato della percentuale di pioggia che si infiltra nel terreno, si adotta l'ipotesi semplificativa che la quantità di pioggia che non interferisce con la stabilità dello strato di terreno superficiale, legata fundamentalmente ai meccanismi di evapotraspirazione e di deflusso superficiale, viene valutata in misura pari al 30% dell'altezza di pioggia totale [7], [8]. Quindi, il valore di  $\beta^*$  è stato fissato pari a 0,70. Fissato questo parametro, si può calcolare il valore del coefficiente  $m$  per poter determinare lo spessore dello strato saturo. Lo spessore dello strato superficiale potenzialmente coinvolto nel fenomeno franoso,  $H$ , è stato fissato pari a 1 metro, riferendosi infatti il modello a movimenti di strati superficiali di terreno.

$T_r = 175$ anni				
$m_1$	$m_3$	$m_6$	$m_{12}$	$m_{24}$
0,3046	0,41	0,49	0,59	0,70



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Tabella 14: Valori del coefficiente  $m$  per piogge di durata 1,3,6,12,24 ore.

La resistenza al taglio dello strato saturo è espressa tramite il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb  $\tau = \sigma \tan \phi' + c$ ; la resistenza al taglio dello strato non saturo è invece descritta nel modello attraverso un criterio di Mohr-Coulomb semplificato per i terreni non saturi:

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u)_f \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (11)$$

dove:

$\sigma' = (\sigma_f - u)_f$  è lo sforzo normale a rottura;

$c'$  è la coesione effettiva;

$\phi'$  e  $\phi^b$  sono gli angoli di attrito rispettivamente dovuti alla completa saturazione del terreno ed alla matrice di suzione;

$(u_a - u_w)$  rappresenta la matrice di suzione.

Il secondo termine del criterio di Mohr-Coulomb rappresenta il contributo della matrice di suzione alla resistenza a taglio del terreno ed è indicata da Fredlund e Rahardjo in [9] come coesione apparente, indicata come  $c_\psi$ , e dipende dal grado di saturazione del terreno. Poter esprimere il valore della coesione apparente attraverso la saturazione del terreno risulta comodo ed efficace in quanto spesso risulta di difficile determinazione sperimentale o con test di resistenza a taglio [10]. Il terreno, quindi, almeno inizialmente, non è completamente saturo per cui il valore della coesione è dovuto a due contributi, quello della coesione efficace satura  $c$ , e quello della coesione apparente che tiene conto della parziale saturazione del terreno e quindi dell'incremento della resistenza a taglio,  $c_\psi$ . Il valore della coesione apparente può essere dedotto tramite formule sperimentali elaborate da risultati su test effettuati su diversi tipi di terreno. Il criterio di rottura (11) può essere, quindi, riscritto nel seguente modo:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' + c_\psi \quad (12)$$

Si definisce quindi un valore iniziale della coesione apparente dipendente dalle caratteristiche del terreno e dal suo grado di saturazione iniziale:

$$c'_\psi = AS_r(1 - S_r)^{\lambda} = 10,40 \quad (13)$$



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

dove:

$A = 40$  è un parametro sperimentale del modello che dipende dal tipo di terreno;

$\lambda = 0,4$  è considerata una variabile costante anch'essa dipendente dal tipo di terreno.

Entrambi i parametri  $A$  e  $\lambda$  sono stati identificati da prove sperimentali riportate in letteratura da Montrasio e Valentino [11], [7], [12], [13] e dipendono dal tipo di terreno e dalla resistenza a taglio in condizioni non sature.

Il valore finale della coesione apparente, dell'intero strato potenzialmente instabile di altezza  $H$ , considerando quindi lo strato saturo  $m$  e quello non, è dato da:

$$c_{\psi} = c'_{\psi} (1 - m)^{\alpha} \quad (14)$$

dove:

$\alpha = 3,40$  è un coefficiente che dipende dalle caratteristiche del terreno e tiene conto delle semplificazioni che sono state fatte nell'elaborazione del modello. Anche questo parametro è stato reperito in letteratura [11], [7], [8], [13].

Si ottengono quindi i valori di  $c_{\psi}$  riportati nella tabella che segue.

$T_r = 175$ anni				
$c_{\psi 1}$	$c_{\psi 3}$	$c_{\psi 6}$	$c_{\psi 12}$	$c_{\psi 24}$
3,0	1,8	1,1	0,5	0,2

Tabella 15: Valori del coefficiente  $c_{\psi}$ .

A questo punto è possibile determinare il fattore di sicurezza del pendio. Il modello considera che si ha instabilità quando il valore di  $F_s$  risulta minore di 1. Il coefficiente è funzione della geometria del pendio, quindi di  $\beta$  e  $H$ , dello stato di imbibizione del terreno, dei parametri di resistenza a taglio, della capacità di drenaggio del pendio, dal peso per unità di volume dell'acqua e dell'altezza di pioggia.

$$F_s = \frac{(\cot \beta \cdot \tan \phi' \cdot [\Gamma + m(n_w - 1)] + C' \cdot \Omega)}{\Gamma + mn_w} \quad (15)$$

dove:



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$$\Gamma = G_s(1-n) + nS_r C' = (c' + c_w)L = 1,86 \quad (16)$$

$$n_w = n(1 - S_r) = 0,16 \quad (17)$$

$$\Omega = \frac{2}{\sin 2\beta \cdot H \cdot \gamma_w} = 0,0021 \quad (18)$$

$\beta = 30^\circ$ , angolo di inclinazione del pendio, per la sezione in esame pari all'angolo misurato dopo il crollo di Gennaio 2014.

T <sub>r</sub> = 175 anni					
Fs <sub>1</sub>	Fs <sub>3</sub>	Fs <sub>6</sub>	Fs <sub>12</sub>	Fs <sub>24</sub>	Media
1,12	1,05	1	0,95	0,88	0,99

Tabella 16: Valori del coefficiente di sicurezza Fs.

I valori del coefficiente di sicurezza ottenuti mostrano che il pendio si trova in uno stato di incipiente o completa instabilità. Oltre a questo, il modello è servito a valutare la variazione della resistenza a taglio del terreno con l'aumentare del grado di imbibizione. Come riportato in [14], a partire da un valore massimo la coesione decresce abbastanza rapidamente con l'aumentare della saturazione del terreno: nello specifico studi effettuati su terreni prevalentemente sabbiosi hanno mostrato che decresce fino a valori del grado di saturazione intorno all'80% per poi mantenersi intorno a valori prossimi a 0 quando la saturazione tende al 100%. Nei grafici di *Figura 43* si riporta questo andamento. Nel primo grafico è riportato il valore riferito all'espressione (13), nel secondo grafico l'andamento all'interno dell'intero strato di terreno di altezza H. Il valore della coesione in esame è quello apparente essendo il valore efficace nullo.





Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

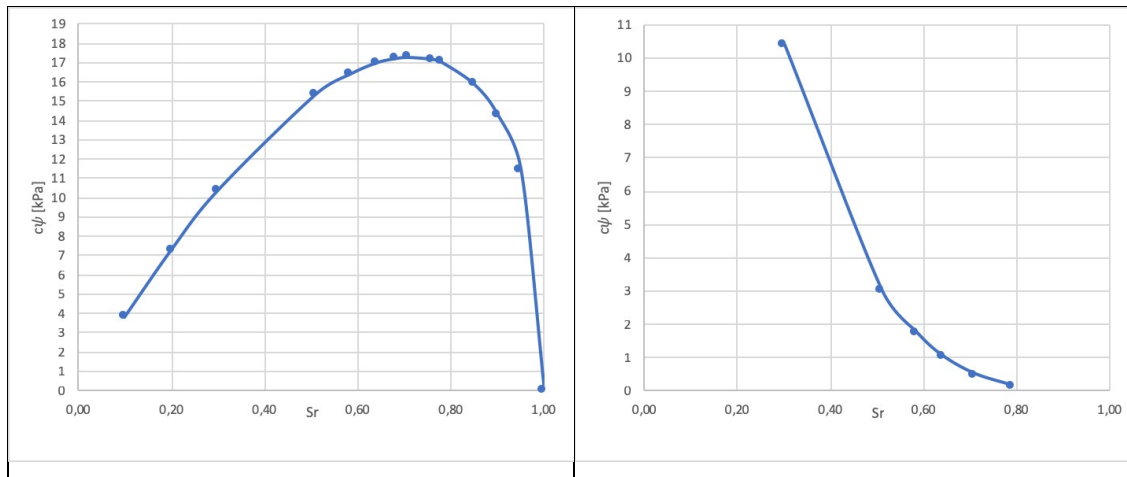


Figura 43: Il grafico a sinistra riporta l'andamento della coesione apparente, in un terreno parzialmente saturo, con il grado di saturazione. L'andamento della curva è dato dall'equazione parabolica (13). A destra si riporta l'andamento della coesione apparente dello strato di strato di terreno omogeneizzato di altezza  $H$ . In questo caso si tiene conto dello strato potenzialmente saturo  $mH$ , dove il valore di coesione apparente sarebbe quindi nullo, per ottenere il valore di coesione apparente dello strato di terreno di altezza  $H$ .

Il metodo SLIP Model ha permesso quindi di valutare l'andamento della coesione apparente del pendio equivalente, quindi di un parametro di resistenza al taglio, con l'aumentare della saturazione del terreno. Tali valori di coesione apparente saranno attribuiti ai diversi strati di terreno caratterizzati da diversi gradi di imbibizione.

$C_{\psi}$	10,40
$C_{\psi 1}$	3
$C_{\psi 3}$	1,8
$C_{\psi 6}$	1,1
$C_{\psi 12}$	0,5
$C_{\psi 24}$	0,2

Tabella 17: Valori della coesione all'aumentare della saturazione del terreno. Il primo valore rappresenta la massima coesione apparente del terreno per un valore del grado di saturazione pari al 60%.

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

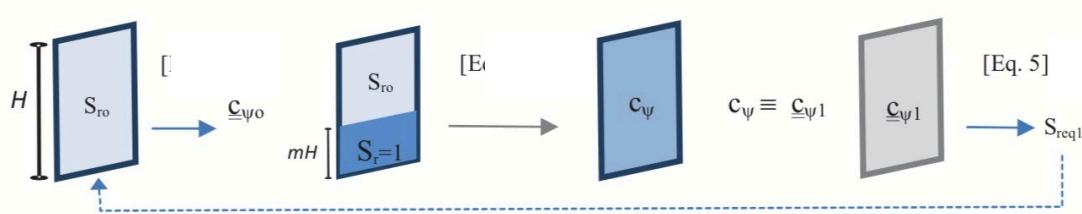


Figura 44: Step per valutare il valore della coesione apparente nello strato di altezza  $H$  potenzialmente instabile. Il modello prevede di partire considerando un grado di saturazione iniziale dello strato  $H$ , a seguito del contributo di pioggia una parte  $mH$  dello strato instabile sarà completamente saturo, per cui la coesione tende a 0, mentre nello strato parzialmente saturo il valore di coesione è ancora quello iniziale. Il modello permette quindi di valutare un valore di coesione globale dell'intero strato  $H$  che tiene conto di entrambi i contributi. Questo valore in fase di modellazione FEM verrà attribuito ai vari strati [12].

La variazione del grado di saturazione con l'altezza di pioggia è stata calcolata considerando i modelli sperimentali sviluppati da Montrasio et al. [15]:

$$S_r(h) = S_{r0} + \frac{\beta h}{nH} \quad (19)$$

dove:

$S_{r0}$  è il valore di partenza del grado di saturazione, in questo caso pari a 0,30;

$\beta$  rappresenta la capacità di imbibizione del terreno, assunta pari a 0,70 in base ad evidenze sperimentali e non avendo a disposizione sufficienti dati sul terreno;

$H$  è lo spessore dello strato superficiale di terreno considerato nel calcolo;

$n$  è il valore della porosità;

$h$  è l'altezza di pioggia considerata.

I valori calcolati sono riportati di seguito in Tabella 18.

$S_{r,1}$	$S_{r,3}$	$S_{r,6}$	$S_{r,12}$	$S_{r,24}$
0,51	0,58	0,64	0,71	0,79

Tabella 18: Valori del grado di saturazione per le diverse altezze di pioggia.



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Di seguito si riportano i parametri del terreno in termini di peso specifico al variare del grado di saturazione. La variazione del peso specifico, dovuta alla variazione del contenuto d'acqua nel terreno, è stata ottenuta attraverso le seguenti formule:

$$w = \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d} \quad (20)$$

dove:

$\gamma_d$  è il peso di volume secco, costante per ogni grado di saturazione;

$w$  è il contenuto d'acqua dipendente dal grado di saturazione del terreno, già calcolato in precedenza attraverso la (4).

$\gamma$	20,00	$S_{r,0}$	0,30
$\gamma_1$	20,65	$S_{r,1}$	0,51
$\gamma_3$	20,86	$S_{r,3}$	0,58
$\gamma_6$	21,00	$S_{r,6}$	0,64
$\gamma_{12}$	21,21	$S_{r,12}$	0,71
$\gamma_{24}$	21,44	$S_{r,24}$	0,79

Tabella 19: Valore del peso specifico del terreno al variare del grado di saturazione e quindi del contenuto d'acqua presente nel terreno.

Per quanto riguarda la variazione dell'angolo di resistenza al taglio con l'aumentare della saturazione, non è stato possibile determinarne i valori all'aumentare dell'imbibizione del terreno. Si è fatto quindi riferimento alla variazione dell'angolo determinata sperimentalmente reperita in letteratura per terreni sabbiosi [16]. La decrescita dell'angolo di attrito con la saturazione è stata studiata da Yoshida et al. [14], sottolineando come in terreni sabbiosi decresce costantemente con l'aumentare del grado di saturazione. Di seguito si riportano i valori dell'angolo di attrito utilizzati nella modellazione.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$\phi'$ [°]	37,00
$\phi'_{1}$ [°]	27,5
$\phi'_{3}$ [°]	26
$\phi'_{6}$ [°]	24,50
$\phi'_{12}$ [°]	24
$\phi'_{24}$ [°]	22,5

Tabella 20: Valori dell'angolo di attrito al variare del grado di saturazione.

### 1.6.3. Estensione del Metodo SLIP al periodo Gennaio-Marzo 2014

Come già detto nel precedente paragrafo, lo SLIP Model è stato utilizzato per ottenere i valori di coesione del terreno in oggetto al variare, cioè con l'aumento, del grado di saturazione del terreno. Tali valori sono necessari per completare le analisi agli elementi finiti per mezzo del programma STRAUS. Tuttavia, per completezza del lavoro e per ottenere un riscontro con quanto accaduto nel 2014, è stato applicato il modello SLIP al periodo Gennaio-Marzo 2014 ed è stato valutato l'andamento del Fattore di Sicurezza con le altezze di pioggia effettivamente verificatesi in tale arco temporale. Le formule necessarie al calcolo sono le stesse riportate al paragrafo precedente, tranne che per il calcolo del valore di  $m$ . A differenza di quanto precedentemente fatto, in questo caso il modello è stato applicato al caso studio nella sua completezza tenendo conto del contributo temporale, attraverso la seguente formula:

$$m = \frac{\beta}{nH(1 - S_r)} \sum_{i=1}^n h_i \cdot \exp[-k_t(t - t_i)] \quad (21)$$

dove:

$k_t = 0,026 \text{ day}^{-1}$ , rappresenta la capacità di drenaggio globale del pendio ed il valore è stato scelto da fonti di letteratura per terreni prevalentemente sabbiosi [13];

$t_0$  è l'intervallo temporale di partenza, quindi il primo giorno considerato nel calcolo;





## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$\omega$ , intervallo di tempo. La sommatoria in un generico intervallo  $i$  tiene conto anche di tutti gli intervalli precedenti e delle precipitazioni già verificatesi.

Il valore di  $m$  è quindi dipendente dal tempo (espresso in giorni, in quanto si sono valutate altezze di pioggia giornaliere nell'arco temporale di 3 mesi) e del quantitativo di precipitazione verificatosi nell'intervallo considerato, in questo caso 24 ore. Il valore che si ottiene in ciascun intervallo è sempre dipendente dall'intervallo precedente e dalle precipitazioni verificatesi. In assenza di precipitazioni, decresce nel tempo come conseguenza di fenomeni di evapotraspirazione, infiltrazione ecc. In questo caso, essendo il periodo di riferimento Gennaio-Marzo, quindi pieno inverno, sempre in accordo con quanto riportato in [8][7], è stato scelto un valore del grado di saturazione di partenza pari a 0,75.

Data	$h_{24}$ [mm]	$\Sigma h_i$ [mm]	$m$	$c_\psi$	$F_s$	Data	$h_{24}$ [mm]	$\Sigma h_i$ [mm]	$m$	$c_\psi$	$F_s$
01-gen	0	0	0,00	17,23	1,32	15-feb	0	262,8	0,89	0,01	0,77
02-gen	0	0	0,00	17,23	1,32	16-feb	0	262,8	0,87	0,02	0,79
03-gen	1,4	1,4	0,01	16,39	1,31	17-feb	0	262,8	0,85	0,03	0,80
04-gen	0,8	2,2	0,02	15,90	1,31	18-feb	0	262,8	0,83	0,04	0,81
05-gen	9,6	10,4	0,10	11,93	1,26	19-feb	0	262,8	0,81	0,07	0,83
06-gen	1,6	12	0,12	11,37	1,25	20-feb	31,8	294,6	0,88	0,01	0,78
07-gen	0	12	0,11	11,50	1,25	21-feb	4,9	299,5	0,87	0,02	0,79
08-gen	0	12	0,11	11,62	1,25	22-feb	4,2	303,7	0,86	0,02	0,79
09-gen	0	12	0,11	11,75	1,25	23-feb	0,4	304,1	0,84	0,03	0,80
10-gen	0	12	0,10	11,87	1,25	24-feb	0	304,1	0,82	0,05	0,82
11-gen	0	12	0,10	11,99	1,26	25-feb	0	304,1	0,80	0,07	0,83
12-gen	0	12	0,10	12,11	1,26	26-feb	0	304,1	0,78	0,10	0,84
13-gen	0,2	12,2	0,10	12,15	1,26	27-feb	16,6	320,7	0,80	0,07	0,83
14-gen	9,4	21,6	0,17	9,20	1,21	28-feb	11,4	332,1	0,81	0,06	0,82



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

15-gen	4,2	25,8	0,20	8,21	1,20	01-mar	26,4	358,5	0,85	0,03	0,80
16-gen	3	28,8	0,21	7,62	1,18	02-mar	12,8	371,3	0,86	0,02	0,80
17-gen	0	28,8	0,21	7,81	1,19	03-mar	0	371,3	0,83	0,04	0,81
18-gen	13,6	42,4	0,30	5,17	1,13	04-mar	12,6	383,9	0,84	0,03	0,81
19-gen	2,8	45,2	0,31	4,89	1,12	05-mar	4,8	388,7	0,83	0,04	0,81
20-gen	10,4	55,6	0,37	3,56	1,08	06-mar	0	388,7	0,81	0,06	0,82
21-gen	0,2	55,8	0,36	3,72	1,09	07-mar	0	388,7	0,79	0,09	0,84
22-gen	3,6	59,4	0,38	3,46	1,08	08-mar	0	388,7	0,77	0,12	0,85
23-gen	6,4	65,8	0,41	2,93	1,06	09-mar	0	388,7	0,75	0,16	0,86
24-gen	11	76,8	0,46	2,09	1,03	10-mar	0	388,7	0,73	0,20	0,87
25-gen	0,2	77	0,45	2,24	1,04	11-mar	0	388,7	0,71	0,26	0,88
26-gen	0	77	0,44	2,40	1,04	12-mar	0	388,7	0,69	0,32	0,89
27-gen	2	79	0,44	2,40	1,04	13-mar	0	388,7	0,67	0,38	0,90
28-gen	7,6	86,6	0,47	1,99	1,02	14-mar	0	388,7	0,66	0,45	0,91
29-gen	0	86,6	0,46	2,15	1,03	15-mar	0	388,7	0,64	0,53	0,92
30-gen	18,2	104,8	0,54	1,23	0,98	16-mar	0	388,7	0,62	0,62	0,93
31-gen	60	164,8	0,83	0,04	0,81	17-mar	0	388,7	0,61	0,72	0,94
01-feb	5,8	170,6	0,83	0,04	0,81	18-mar	0	388,7	0,59	0,82	0,95
02-feb	2,4	173	0,82	0,05	0,81	19-mar	0	388,7	0,58	0,92	0,96
03-feb	3	176	0,82	0,05	0,82	20-mar	0	388,7	0,56	1,04	0,97
04-feb	1	177	0,80	0,07	0,83	21-mar	0	388,7	0,55	1,16	0,98
05-feb	10,6	187,6	0,83	0,04	0,81	22-mar	3,4	392,1	0,54	1,24	0,98
06-feb	5,8	193,4	0,83	0,04	0,81	23-mar	5,2	397,3	0,53	1,31	0,99
07-feb	0	193,4	0,81	0,06	0,82	24-mar	24,8	422,1	0,55	1,14	0,98
08-feb	10	203,4	0,83	0,04	0,81	25-mar	1,6	423,7	0,54	1,24	0,98
09-feb	10,4	213,8	0,85	0,03	0,80	26-mar	2	425,7	0,53	1,35	0,99
10-feb	6,4	220,2	0,85	0,03	0,80	27-mar	0,6	426,3	0,51	1,48	1,00



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

11-feb	36,2	256,4	0,97	0,00	0,73	28-mar	0	426,3	0,50	1,62	1,01
12-feb	6,4	262,8	0,97	0,00	0,73	29-mar	0	426,3	0,49	1,77	1,01
13-feb	0	262,8	0,94	0,00	0,75	30-mar	0	426,3	0,48	1,92	1,02
14-feb	0	262,8	0,92	0,00	0,76	31-mar	0	426,3	0,46	2,07	1,03

Tabella 21: Valori di  $m$ , coesione e fattore di sicurezza FS per il periodo Gennaio-Marzo 2014. Come si vede dai valori riportati, il valore del fattore di sicurezza decresce, anche bruscamente, a seguito di eventi piovosi rilevanti (31 Gennaio, 20 Febbraio ad esempio). Allo stesso modo, diminuisce il valore della coesione apparente ed aumenta il valore di  $m$ , cioè dello strato di terreno saturo.

I valori ottenuti sono stati poi riportati in un grafico dove si evidenzia come in occasione delle maggiori altezze di pioggia si ha un valore del Fattore di Sicurezza al di sotto del valore di 1 (31 Gennaio 2014), indice della condizione di precaria stabilità del pendio.



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

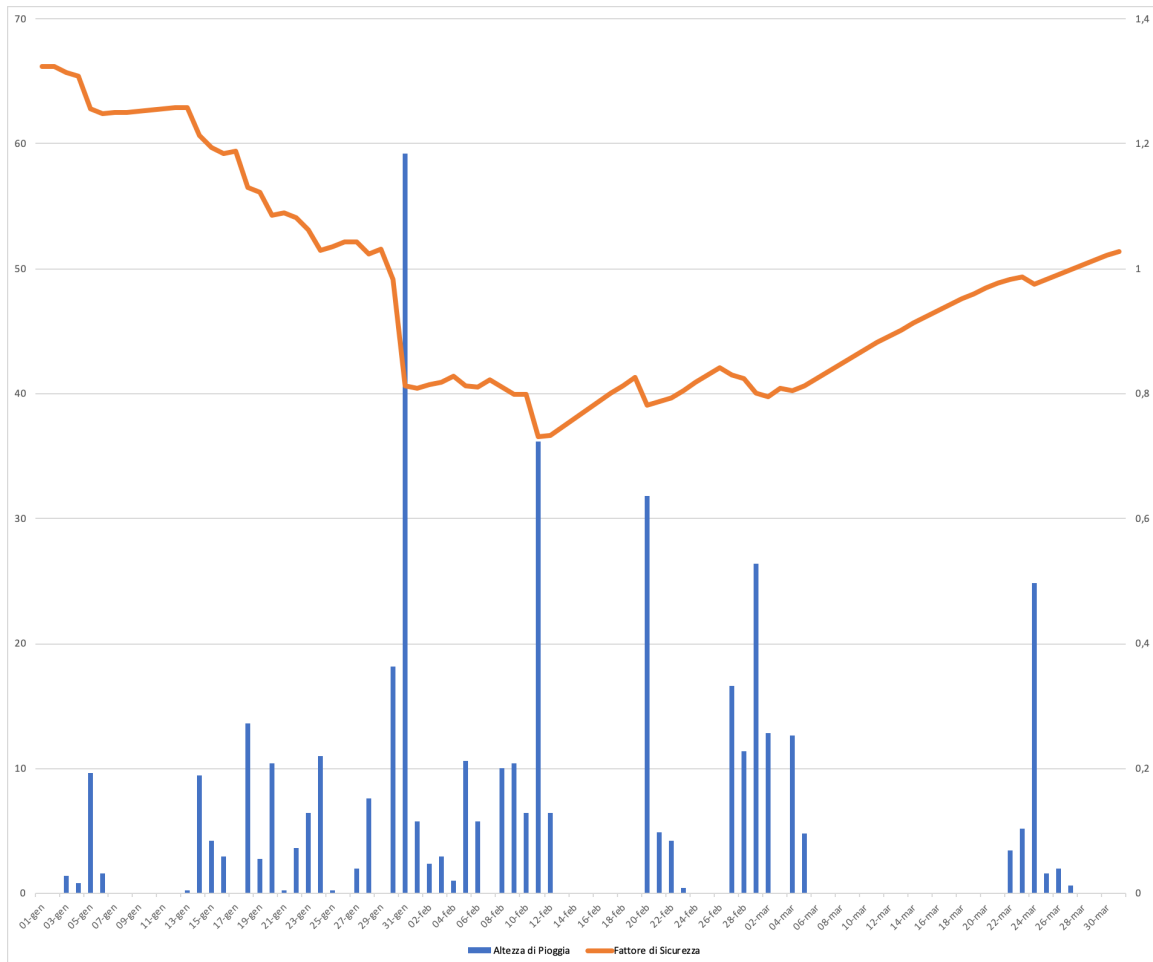


Figura 45: Grafico che riporta l'andamento del fattore di sicurezza FS nell'arco temporale considerato nel calcolo. Si notano i minimi verificatesi per eventi pluviometrici importanti. L'asse delle ordinate di sinistra rappresenta le altezze di pioggia in millimetri, quello di destra rappresenta i valori di FS.

## 1.7. Modello Plane Strain STRAUS7

Per ottenere una modellazione dettagliata e più accurata del caso studio in esame si è scelto di adoperare il programma agli elementi finiti STRAUS7. L'insieme struttura e pendio è stata rappresentata come un modello piano in due dimensioni attraverso elementi del tipo *plate*. Un primo modello è stato realizzato considerando il terreno avente ovunque lo stesso grado di imbibizione e quindi stesse caratteristiche meccaniche. Nel seguito verranno poi condotte



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts  
differenti analisi per simulare il comportamento nel caso del verificarsi del grado di  
imbibizione e quindi delle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno.

Il tipo di analisi condotta è del tipo non lineare, valutando per successivi incrementi di carico  
fino a non convergenza le deformazioni, in termini di spostamento x ed y del punto di controllo  
(sommità del muro) e le variazioni tensionali.

### 1.7.1. Geometria

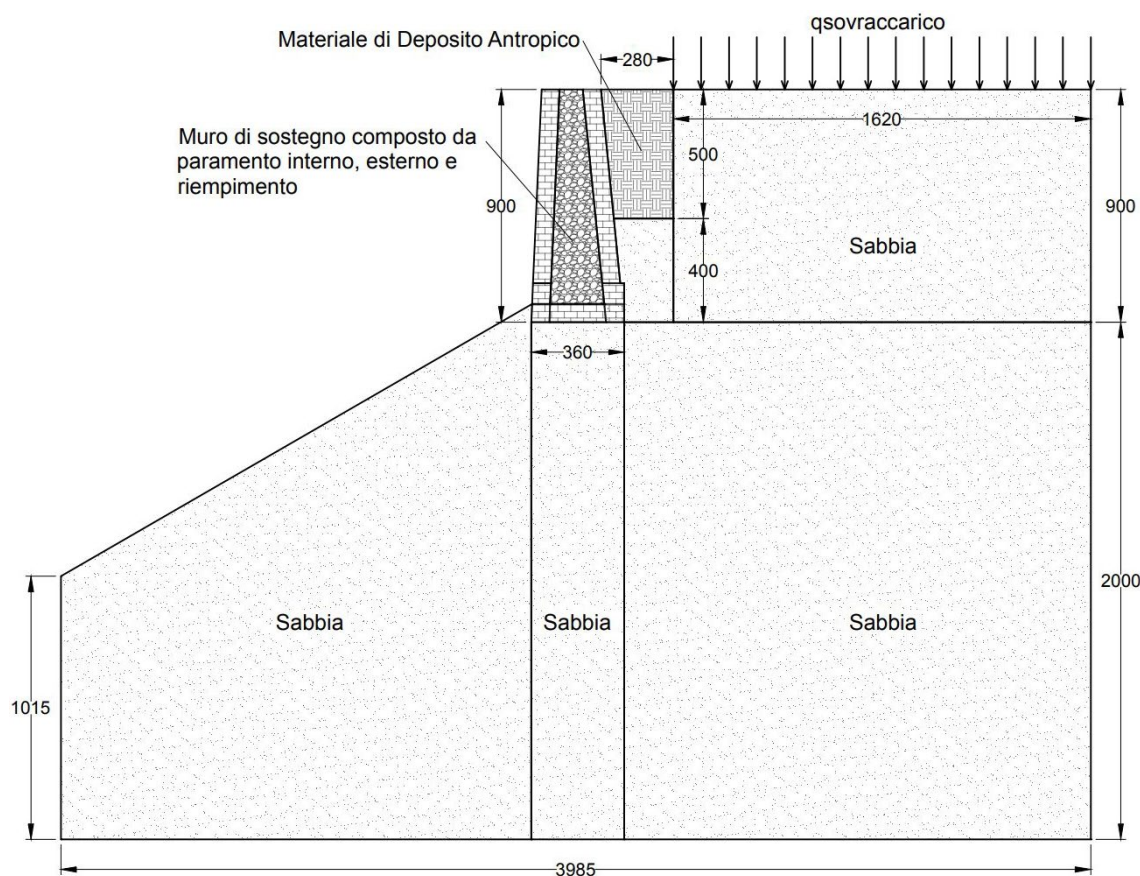


Figura 46: Geometria schematica della sezione crollata nel 2014 in corrispondenza di Via Lungo le Mura (indicativamente corrispondente alla sezione 92-93). (Tutte le misure sono espresse in centimetri).

Le dimensioni della struttura di sostegno in muratura per la sezione in esame, cioè quella crollata, sono state dedotte da quanto riportato nel progetto di consolidamento a seguito del crollo di



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Gennaio 2014 in linea con quanto già riportato in altre tesi di laurea sull'argomento. Il muro è costituito da paramento interno, esterno e materiale di riempimento scarsamente connesso. La pendenza del paramento esterno è stata identificata pari al 4,5%, mentre del paramento interno pari al 10%. La base del muro è stata collocata a -0,9 metri rispetto al piano di campagna di valle con una larghezza di 3,60 metri, mentre alla sommità è stata attribuita una larghezza di 2,30 metri. L'altezza totale del muro è pari a 9 metri considerando sia la parte sottoterra che la parte in elevazione. In questo caso a monte della struttura il riempimento di terreno è fino alla sommità. Per quanto riguarda il terreno si è fatto affidamento a quanto riportato nella relazione geologica redatta a seguito del crollo [1] e in base agli elaborati grafici riprodotti (*Figura 19*) è stato possibile riprodurre un modello schematico di terreno. Si tratta per lo più di un terreno omogeneo costituito da sabbie mediamente addensate eccetto per la parte subito retrostante la struttura di sostegno dove è presente del materiale di deposito antropico. Per questo motivo è stato scelto di dividere il terreno in due parti: il terreno di base costituito da sabbie con buone caratteristiche meccaniche, e a monte della struttura di sostegno terreno di riempimento, con peggiori caratteristiche meccaniche, a cui, in accordo con quanto riportato nella relazione geologica, sono state assegnate delle dimensioni schematiche di 5 metri di altezza per 2,80 metri di larghezza in sommità. Per quanto riguarda la pendenza del terreno di valle è stata scelta un'inclinazione del 50%.

### 1.7.2. Materiali

Muratura e terreno sono stati modellati come materiali isotropi continui ed omogenei con legame elastoplastico e criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Questo ha permesso di poter definire completamente i materiali costituenti il modello con i valori di angolo di attrito e coesione, disponibili per il terreno a seguito dalle indagini geologiche effettuate a seguito del crollo e calcolati per la muratura (Paragrafo 1.3.2). Per quanto riguarda la muratura è stata fatta una differenziazione tra i paramenti ed il riempimento, attribuendo a questo ultimo un minore peso specifico. Tuttavia, come già detto in precedenza, sia in passato che a seguito del crollo non sono



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts  
stati fatti sondaggi sul materiale e prove di caratterizzazione meccanica per cui ci si rifà a valori di letteratura. I parametri adoperati per la definizione dei materiali sono riportati in *Tabella 22*.

Materiali	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	E [kPa]	$\nu$	$\phi$ [°]	c [kPa]
Muratura	2100	1200000	0,20	44	410,0
Muratura Riempimento	1900	1200000	0,20	44	410,0
Sabbia	2000	23076	0,28	37	10,4

*Tabella 22: Parametri meccanici e geotecnici dei materiali considerati elasto-plastici con criterio di rottura di Mohr-Coulomb utilizzati per la modellazione FEM.*

In accordo con quanto già riportato al Capitolo 3 per la muratura sono stati scelti i seguenti valori di massima tensione di trazione e compressione ammissibili:

$$\sigma_c = 1950 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma_t = 350 \text{ kN/m}^2;$$

### 1.7.3. Altri dati di Input

Il peso proprio dell'insieme pendio e struttura di sostegno è stato definito applicando al modello, come *Load Case 1*, l'accelerazione di gravità,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  ed avendo già specificato i pesi specifici dei vari materiali. L'unico altro carico agente, inserito come *Load Case 2*, è il sovraccarico uniformemente distribuito su una lunghezza di 16,20 metri a monte dell'opera di sostegno dovuto alla presenza di edifici in muratura e fissato pari a  $q = 40 \text{ kN/m}^2$  come già spiegato in precedenza (Paragrafo 1.3.3). Questo carico è stato applicato ai plate come una pressione di bordo attraverso il comando *Edge Pressure*. La necessità di inserire due Load Cases separati per i due carichi, nonostante entrambi rappresentino una combinazione permanente per il modello, è dovuta al fatto che le condizioni iniziali, come spiegato nel seguito, richiedono che la gravità sia associata ad un Load Case specifico.

Le condizioni iniziali attribuite al modello riguardano la necessità di depurare questo dalle deformazioni iniziali del terreno. Il comportamento del terreno quando inserito in un modello



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts dipende in misura molto significativa dalle sue condizioni iniziali, quali ad esempio il suo stato di tensione. Per poter tenere conto di questa condizione durante l'analisi non lineare sono state applicate al modello le condizioni iniziali, in termini di tensioni, tramite il comando *Auto-Assign Soil In Situ Stress*. Questo calcola automaticamente ed assegna al terreno lo stato di tensione iniziale che fornisce la condizione di equilibrio iniziale. Per fare questo al modello, tramite la modellazione del terreno come elemento Soil di tipo Mohr-Coulomb, viene attribuito un valore del coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  e dell'indice nei vuoti  $e$ .  $K_0$  è definito dal rapporto tra la tensione principale orizzontale e quella verticale:

$$K_0 = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \quad (22)$$

dove:

$\sigma'_1$  corrisponde alla tensione principale maggiore;

$\sigma'_3$  corrisponde alla tensione principale minore.

Considerando che ci poniamo nel caso di un terreno normal-consolidato, la (22) può essere riscritta attraverso la seguente formula empirica che ne approssima il valore in funzione dell'angolo di attrito, valore noto:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (23)$$

dove:

$\phi$  è l'angolo di attrito come già definito in

*Tabella 6* per la sabbia ed in *Tabella 7* per il terreno rimaneggiato retrostante il muro.

L'evidenza sperimentale mostra che i valori di  $K_0$  per i terreni normal-consolidati sono sempre minori di 1; in questo caso si ottiene:

$K_0 = 0,398$  per il terreno sabbioso;

$K_0 = 0,741$  per il terreno rimaneggiato.

Per quanto riguarda il valore dell'indice dei vuoti,  $e$ , questi sono già stati definiti in precedenza.





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Per le condizioni di vincolo, queste sono state imposte ai nodi perimetrali del modello. Nel dettaglio i punti alla base sono stati vincolati in direzione x ed y, mentre i punti alle due estremità laterali sono stati vincolati soltanto in direzione x.

Il modello è stato costruito utilizzando lo strumento di *Automeshing* di Straus7 impostando, per il terreno la dimensione della mesh pari a 0,75 metri, per la muratura si è scelto invece di adoperare una mesh più fitta inserendo un vincolo ai vertici con *mesh size* di 0,40 metro. I plate scelti sono del tipo Quad8, cioè ad otto nodi, al fine di ottenere una soluzione quanto più precisa. Le varie regioni di cui è composto il modello sono state modellate tutte insieme, dopo l'importazione come regioni assegnate a gruppi.



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

## 1.8. Rischio TERREMOTO

Le analisi nei confronti del rischio sismico sono svolte con metodo pseudo-statico ed attraverso codice FEM Strauss 7 relase.2.4. I risultati sono di seguito riportate.

### 1.8.1. Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido

Negli edifici e nelle opere di sostegno in muratura devono essere presi in considerazione eventuali meccanismi di collasso parziale per perdita di equilibrio a seguito delle azioni sismiche: ogni meccanismo locale è descritto tramite l'insieme di blocchi murari, che possono essere considerati indeformabili, collegati tra loro tramite vincoli interni. Come previsto dalla Circolare esplicativa delle NTC 2018 *“l'insieme di tali vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica a un grado di libertà, il cui atto di moto può essere descritto da un parametro di spostamento o rotazione) virtuale infinitesimo”*[1]. Solitamente le ipotesi adottate per modellare tali meccanismi sono:

- Resistenza a trazione della muratura nulla
- Scorrimento tra i blocchi assente
- Resistenza a compressione della muratura infinita

Le verifiche di tali meccanismi possono essere eseguite in termini di accelerazione, tramite un approccio cinematico lineare, o in termini di spostamento, tramite un approccio cinematico non lineare. La grande differenza tra i due è la seguente:

- Approccio cinematico lineare: si valuta l'azione sismica che attiva il cinematismo e si confronta l'accelerazione necessaria ad attivare il cinematismo con la massima accelerazione al suolo, ridotta del fattore di comportamento  $q$ .
- Approccio cinematico non lineare: si ricostruisce la curva di capacità della struttura che esprime il valore del moltiplicatore  $\alpha_0$  in funzione dello spostamento  $d_c$  del punto di controllo del sistema. Tale curva termina nel momento in cui si annulla la capacità di sopportare le azioni orizzontali.

Analisi cinematiche di questo tipo sono reperibili in [2],[3],[4] e [5].



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

### 1.8.1.1. Analisi cinematica lineare – NTC2018

L'analisi con approccio cinematico lineare richiede il calcolo del solo moltiplicatore di attivazione del meccanismo  $\alpha_0$ : l'azione sismica è modellata come una sistema di forze orizzontali proporzionali ai pesi attraverso un coefficiente  $\alpha$ . Il moltiplicatore di attivazione del meccanismo  $\alpha_0$  si valuta applicando il teorema dei lavori virtuali:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad (1)$$

Dove:

$N$  = numero di blocchi di cui è costituita la catena cinematica

$m$  = numero di forze esterne applicata ai diversi blocchi e indipendenti dall'azione sismica

$P_k$  = risultante forze peso applicate al  $k$ -esimo blocco

$Q_k$  = risultante forze peso applicata ad uno dei blocchi, tali forze possono o meno favorire il meccanismo

$\delta_{Py,k}$  = spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate  $P_k$  agenti sul  $k$ -esimo blocco (positive se verso l'alto)

$\delta_{F,k}$  = spostamento virtuale del punto di applicazione della forza esterna  $F_k$  proiettato nella direzione stessa

$\delta_{PQx,k}$  = spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali  $\alpha(P_k+Q_k)$  agenti sul  $k$ -esimo blocco ( verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo)

$L_i$  = lavoro totale di eventuali forze interne

Dato che tale analisi discende dal teorema cinematico dell'analisi limite il moltiplicatore che attiva il meccanismo che si ottiene dalla (1) rappresenta una stima non cautelativa dell'effettivo moltiplicatore statico di collasso: questo può essere valutato come il minore dei moltiplicatori  $\alpha_0$  ottenuti per i possibili meccanismi.

#### 1.1.1 Analisi cinematica non lineare – NTC2018

L'analisi con approccio cinematico non lineare richiede invece la valutazione del moltiplicatore  $\alpha$  sia per la configurazione iniziale sia per le varie condizioni deformate che rappresentano



## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

l'evoluzione del sistema: tale moltiplicatore si riduce in maniera progressiva fino ad annullarsi in corrispondenza dello spostamento  $d_{c0}$ . La curva che si ottiene  $\alpha-d_c$  rappresenta la curva forza reattiva-spostamento del meccanismo locale. Per valutare la domanda sismica di spostamento è necessario quindi valutare la curva di capacità del meccanismo locale, cioè la risposta di un oscillatore equivalente non lineare a un grado di libertà descritta nel piano ADRS (accelerazione-spostamento) come  $\alpha(d)$ :

$$a = \frac{\alpha(d_c)g}{e^* FC} \quad \text{Accelerazione sismica spettrale} \quad (2)$$

$$d = d_c \frac{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2}{\delta_{Cx} \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad \text{Spostamento spettrale} \quad (3)$$

Dove:

$g$  = accelerazione di gravità

$FC$  = fattore di confidenza

$\delta_{Cx}$  = spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo a partire dagli configurazione iniziale

$e^*$  = frazione di massa partecipante che in prima approssimazione può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo come rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale. Tale valore si valuta come segue:

$$e^* = \frac{\left( \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k} \right)^2}{\left( \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \right) \left( \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2 \right)} \quad (4)$$

### 1.8.2. Analisi pseudo-statica

La sicurezza delle sezioni di muro studiate è stata valutata tramite un'analisi pseudo-statica. Tale analisi si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo. Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari





## MiChE

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati come segue:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} \quad (1)$$

$$k_v = \pm 0,5k_h \quad (2)$$

Dove :

$\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, pari a 0,38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e pari a 0,47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

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

$g$  = accelerazione di gravità

L'accelerazione massima si valuta con la seguente relazione:

$$a_{max} = S a_g = (S_S S_T) a_g \quad (3)$$

Dove:

$S$  coefficiente che comprende l'effetto di amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ )

$a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

I parametri sismici sono stati valutati tramite il programma “*Spettri-NTC*” in riferimento al sito di Volterra ed è quindi risultato possibile calcolare i coefficienti sopra citati. Nella tabella seguente sono riportati i valori ottenuti considerando lo stato limite di salvaguardia della vita:

$S_S$	1,461
$S_T$	1,000
$a_g/g$	0,159
$g$ (m/s <sup>2</sup> )	9,806
$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )	1,559
$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	2,278
$\beta_m$	0,380
$k_h$	0,088
$k_v$	0,044

Tabella 1-Parametri sismici SLV

$S_S$	1,500
$S_T$	1,000
$a_g/g$	0,071
$g$ (m/s <sup>2</sup> )	9,806
$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )	0,696
$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	1,044
$\beta_m$	0,470
$k_h$	0,109
$k_v$	0,054

Tabella 2-Parametri sismici SLD



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

### 1.8.3. Modello di analisi

Per le sezioni di muro studiate sono stati utilizzati modelli di rappresentazione semplici: le pareti sono state schematizzate come una serie di triangoli e rettangoli in modo da poter automatizzare l'analisi. La schematizzazione usata è la seguente:

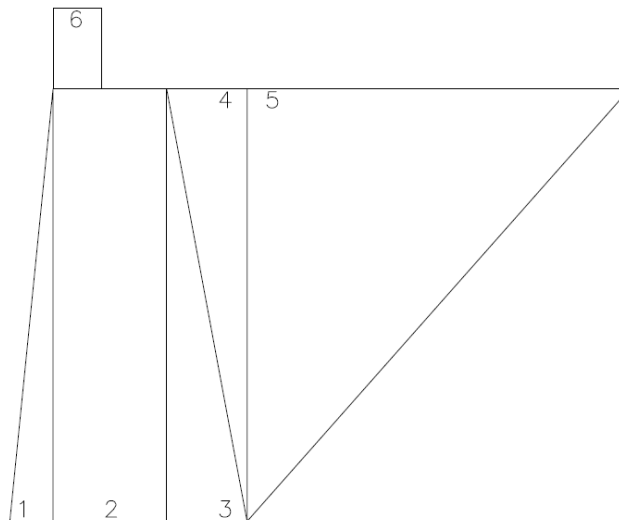


Figura 38 - Schematizzazione parete

Le sezioni denominate con i numeri 1-2-3-6 si riferiscono alla parete mentre le sezioni denominate con i numeri 4-5 si riferiscono al terreno al tergo dell'opera. Nelle sezioni studiate si riscontrano geometrie differenti, come la presenza o meno dell'elemento denominato 6 o la presenza o meno del terreno posto dietro la parete muraria.

Le sezioni analizzate sono le seguenti:



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

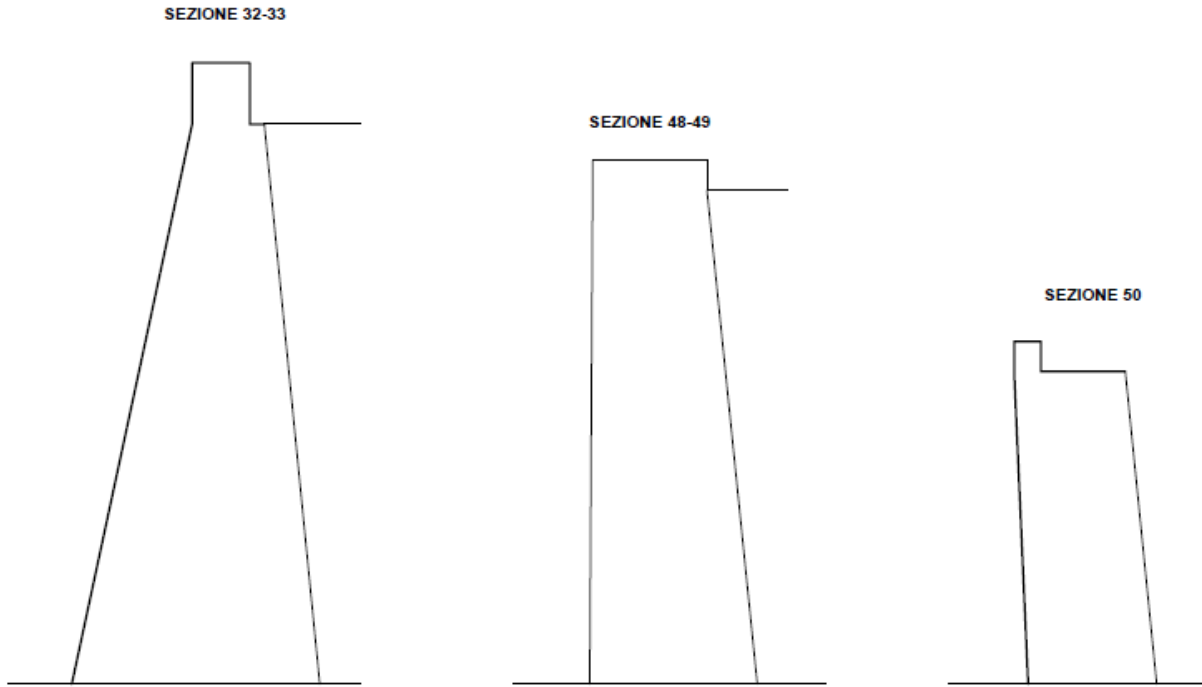


Figura 47 - Sezioni parete S 32-33; S 48-49; S 50

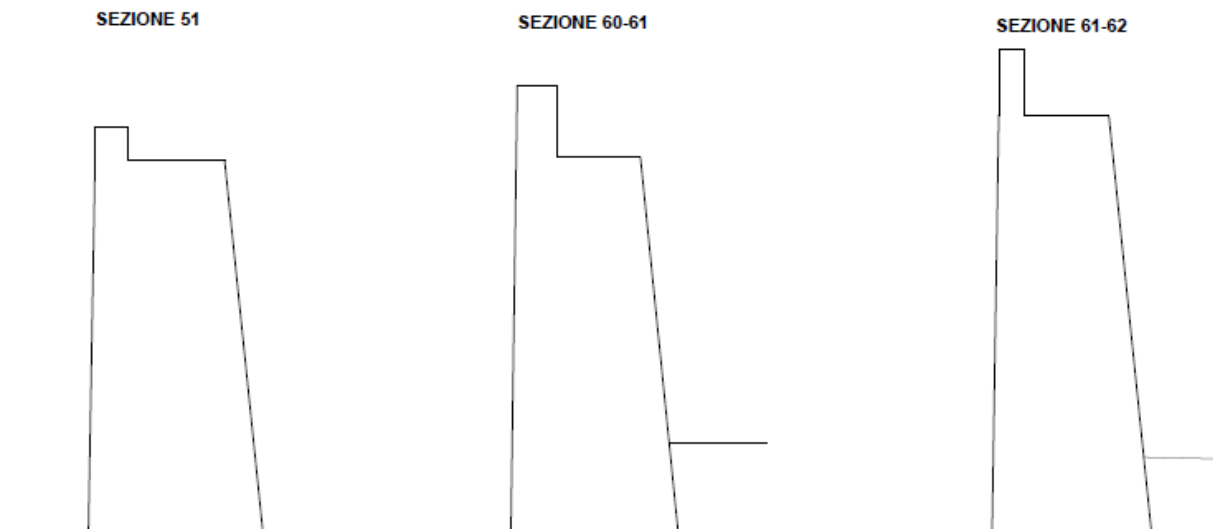


Figura 48 - Sezioni parete S 51; S 60-61; S 61-62



**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

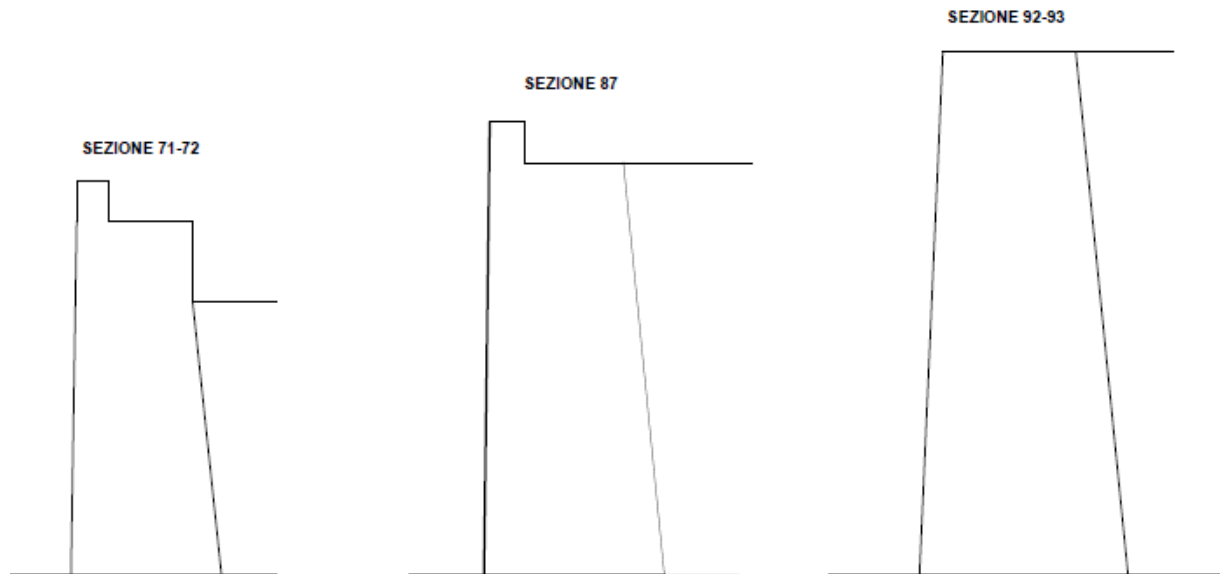


Figura 49 - Sezioni parete S 71-72; S 87; S 92-93.

Sono state quindi analizzate 9 sezioni murarie che presentano le seguenti caratteristiche geometriche:

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$b_1$ (m)	2,00	0,05	0,23	0,10	0,08	0,10	0,10	0,90	0,40
$b_2$ (m)	1,20	1,90	1,62	2,00	1,92	1,70	2,00	2,31	2,30
$b_3$ (m)	0,92	0,83	0,52	0,58	0,58	0,65	0,50	0,71	0,90
$b_4$ (m)	0,65	0,83	/	/	0,65	0,65	0,50	0,71	0,90
$b_5$ (m)	5,17	5,17	/	/	5,17	5,17	5,17	5,17	5,17
$b_6$ (m)	0,96	/	0,45	0,50	0,60	0,40	0,55	0,60	/
$h_1$ (m)	9,30	8,70	5,19	5,70	5,76	6,41	6,10	7,11	9,00
$h_2$ (m)	9,30	8,70	5,19	5,70	5,76	6,41	6,10	7,11	9,00
$h_3$ (m)	9,30	8,20	5,19	5,70	5,76	6,41	6,10	7,11	9,00
$h_4$ (m)	9,30	8,20	/	/	1,35	1,13	4,70	7,11	9,00
$h_5$ (m)	9,30	8,20	/	/	1,35	1,13	4,70	7,11	9,00
$h_6$ (m)	1,02	/	0,50	0,50	1,1	1,00	0,70	0,70	/
$A_1$ (m <sup>2</sup> )	9,30	0,22	0,60	0,29	0,23	0,32	0,31	0,32	1,80
$A_2$ (m <sup>2</sup> )	11,16	16,53	8,41	11,40	11,06	10,90	12,20	16,42	20,70
$A_3$ (m <sup>2</sup> )	4,28	3,40	1,35	1,65	1,67	2,08	1,53	2,52	4,05



**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$A_4$ (m <sup>2</sup> )	3,02	3,40	/	/	0,44	0,37	1,18	2,52	4,05
$A_5$ (m <sup>2</sup> )	24,04	21,20	/	/	3,49	2,92	12,15	18,38	23,27
$A_6$ (m <sup>2</sup> )	0,98	/	0,23	0,25	0,66	0,40	0,39	0,42	/

Tabella 3-Parametri geometrici sezioni murarie

Dove:

$$A_1 = \frac{b_1 h_1}{2} \quad (1)$$

$$A_2 = b_2 h_2 \quad (2)$$

$$A_3 = \frac{b_3 h_3}{2} \quad (3)$$

$$A_4 = \frac{b_4 h_4}{2} \quad (4)$$

$$A_5 = \frac{b_5 h_5}{2} \quad (5)$$

$$A_6 = b_6 h_6 \quad (6)$$

A partire dai pesi specifici della muratura e del terreno sono stati valutati i pesi dei singoli elementi e quindi il peso totale, considerando una striscia di L=1 metro:

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50
$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50
$\gamma_3$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50
$\gamma_4$ (kN/m <sup>3</sup> )	22,00	22,00	/	/	22,00	22,00	22,00	22,00	22,00
$\gamma_5$ (kN/m <sup>3</sup> )	22,00	22,00	/	/	22,00	22,00	22,00	22,00	22,00
$\gamma_6$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,50	/	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	/
$W_1$ (kN)	190,65	4,46	12,24	5,84	4,72	6,57	6,25	6,56	36,90
$W_2$ (kN)	228,78	338,87	172,36	233,70	226,71	223,39	250,20	336,69	424,35
$W_3$ (kN)	87,70	69,76	27,66	33,89	34,24	42,71	31,26	51,74	83,03
$W_4$ (kN)	66,50	74,87	/	/	9,65	8,08	25,85	55,53	89,10
$W_5$ (kN)	528,89	466,33	/	/	76,77	64,26	267,29	404,35	511,83
$W_6$ (kN)	20,07	/	4,61	5,13	13,53	8,20	0,70	8,61	/
$W_{TOT}$ (kN)	593,70	487,95	216,87	278,55	288,86	288,94	321,36	459,14	633,38

Tabella 4-Pesi sezioni murarie





Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Dove:

$$W_i = A_i \gamma_i L \quad (7)$$

Per poter eseguire le verifiche sulle sezioni analizzate sono stati valutati i baricentri dei singoli elementi rispetto:

- all'estremo inferiore della sezione i-esima
- all'estremo inferiore sinistro del muro di sostegno
- al baricentro della base del muro

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$x_{g1} (m)$	1,33	0,03	-0,15	0,07	0,05	0,07	0,07	0,06	0,27
$x_{g2} (m)$	0,60	0,95	0,81	1,00	0,96	0,85	1,00	1,16	1,15
$x_{g3} (m)$	0,31	0,28	0,17	0,19	0,19	0,22	0,17	0,24	0,30
$x_{g4} (m)$	0,53	0,55	/	/	0,43	0,43	0,33	0,47	0,60
$x_{g5} (m)$	1,72	1,72	/	/	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72
$x_{g6} (m)$	0,48	/	0,23	0,25	0,30	0,20	0,28	0,30	/
$y_{g1} (m)$	3,10	2,90	3,46	1,90	1,92	2,14	2,03	2,37	3,00
$y_{g2} (m)$	4,65	4,35	2,60	2,85	2,88	3,21	3,05	3,56	4,50
$y_{g3} (m)$	3,10	2,73	1,73	1,90	1,92	2,14	2,03	2,37	3,00
$y_{g4} (m)$	6,20	5,47	/	/	0,90	0,75	3,13	4,74	6,00
$y_{g5} (m)$	6,20	5,47	/	/	0,90	0,75	3,13	4,74	6,00
$y_{g6} (m)$	0,51	/	0,25	0,25	0,55	0,50	0,35	0,35	/

Tabella 5-Baricentri rispetto all'estremo inferiore della i-esima sezione

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$X_{g1} (m)$	1,33	0,03	-0,08	0,07	0,05	0,07	0,07	0,06	0,27
$X_{g2} (m)$	2,60	1,00	0,81	1,10	1,04	0,95	1,10	1,25	1,55
$X_{g3} (m)$	3,51	2,23	1,79	2,29	2,19	2,02	2,27	2,64	3,00
$X_{g4} (m)$	3,63	2,50	/	/	2,43	2,23	2,43	2,87	3,30
$X_{g5} (m)$	5,57	4,50	/	/	4,37	4,17	4,32	4,83	5,32
$X_{g6} (m)$	2,48	/	-0,01	0,35	0,38	0,30	0,38	0,39	/
$Y_{g1} (m)$	3,10	2,90	3,46	1,90	1,92	2,14	2,03	2,37	3,00
$Y_{g2} (m)$	4,65	4,35	2,60	2,85	2,88	3,21	3,05	3,56	4,50
$Y_{g3} (m)$	3,10	2,73	1,73	1,90	1,92	2,14	2,03	2,37	3,00
$Y_{g4} (m)$	6,20	5,47	/	/	0,90	0,75	3,13	4,74	6,00
$Y_{g5} (m)$	6,20	5,47	/	/	0,90	0,75	3,13	4,74	6,00



**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$Y_{g6} (m)$	9,81	/	5,44	5,95	6,31	6,91	6,45	7,46	/
--------------	------	---	------	------	------	------	------	------	---

Tabella 6-Baricentri rispetto all'estremo inferiore sinistro del muro di sostegno

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$X_{g1} - B/2 (m)$	-0,73	-1,36	-1,15	-1,27	-1,24	-1,16	-1,23	-1,50	-1,53
$X_{g2} - B/2 (m)$	0,54	-0,39	-0,26	-0,24	-0,25	-0,28	-0,20	-0,31	-0,25
$X_{g3} - B/2 (m)$	1,45	0,84	0,72	0,95	0,90	0,79	0,97	1,32	1,20
$X_{g4} - B/2 (m)$	1,57	1,11	/	/	1,14	1,01	1,13	3,28	1,50
$X_{g5} - B/2 (m)$	3,51	3,11	/	/	3,08	2,95	3,02	-1,17	3,52
$X_{g6} - B/2 (m)$	0,42	/	-1,08	-0,99	-0,91	-0,93	-0,93	0,39	/
$Y_{g1} (m)$	3,10	2,90	3,46	1,90	1,92	2,14	2,03	2,37	3,00
$Y_{g2} (m)$	4,65	4,35	2,60	2,85	2,88	3,21	3,05	3,56	4,50
$Y_{g3} (m)$	3,10	2,73	1,73	1,90	1,92	2,14	2,03	2,37	3,00
$Y_{g4} (m)$	6,20	5,47	/	/	0,90	0,75	3,13	4,74	6,00
$Y_{g5} (m)$	6,20	5,47	/	/	0,90	0,75	3,13	4,74	6,00
$Y_{g6} (m)$	9,81	/	5,44	5,95	6,31	6,91	6,45	7,46	/

Tabella 7-Baricentri rispetto al baricentro della base del muro

Dove:

$$B = \sum_{i=1}^3 b_i \text{ base del muro di sostegno} \quad (8)$$

I parametri del terreno usati per le verifiche sono riportati nella tabella seguente:

$\gamma (kN/m^3)$	22,00
$n$ porosità	0,25
$\gamma_k (kN/m^3)$	19,38
$\Phi^\circ$	37,00
$\Phi (rad)$	0,65
$\mu$	0,57
$k_s$	0,25

Tabella 8-Parametri geotecnici

Dove:

$$\mu = \tan^{-1} \phi \quad \text{Coefficiente di attrito} \quad (9)$$

$$k_s = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \text{Coefficiente di spinta attiva} \quad (10)$$

$$\gamma_k = (1 - n)\gamma \quad \text{Peso volume secco} \quad (11)$$



### 1.8.4. Risultante azioni

Le azioni agenti sui muri di sostegno si dividono in due tipi:

- Risultante azioni statiche: data dalla spinta del terreno a tergo del muro
- Risultante azioni sismiche: data dall'azione sismica in direzione orizzontale e verticale

Le azioni si calcolano nel modo seguente:

$$H_S = \frac{k_s \gamma h_{\text{terreno}}}{2} \quad \text{Spinta del terreno a tergo del muro} \quad (1)$$

$$H_{E,i} = W_i k_h \quad \text{Azione sismica orizzontale dell'i-esimo elemento} \quad (2)$$

$$V_{E,i} = W_i k_v \quad \text{Azione sismica verticale dell'i-esimo elemento} \quad (3)$$

$$H_{E,TOT} = \sum_{i=1}^6 H_{E,i} \quad \text{Azione sismica orizzontale totale} \quad (4)$$

$$V_{E,TOT} = \sum_{i=1}^6 V_{E,i} \quad \text{Azione sismica verticale totale} \quad (5)$$

Si riportano quindi le azioni agenti sulle sezioni di muro analizzate:

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$H_S$ (kN)	236,50	183,86	/	/	4,98	3,49	60,40	138,23	221,49

Tabella 9-Risultante azioni statiche

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$H_{E,1}$ (kN)	16,83	0,39	1,08	0,52	0,42	0,58	0,55	0,58	3,26
$H_{E,2}$ (kN)	20,20	29,91	15,21	20,63	20,01	19,72	20,08	29,72	37,46
$H_{E,3}$ (kN)	7,74	6,16	2,44	2,99	3,02	3,77	2,76	4,57	7,33
$H_{E,4}$ (kN)	5,87	6,61	/	/	0,85	0,71	2,28	4,90	7,87
$H_{E,5}$ (kN)	46,69	41,16	/	/	6,78	5,67	23,59	35,69	45,18
$H_{E,6}$ (kN)	1,77	/	0,41	0,45	1,19	0,72	0,70	0,76	/
$H_{E,TOT}$ (kN)	97,32	84,24	18,74	24,14	31,08	30,46	51,27	75,46	101,09

Tabella 10-Risultante azione sismica orizzontale



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$V_{E,1}$ (kN)	8,41	0,20	0,54	0,26	0,21	0,29	0,28	0,29	1,63
$V_{E,2}$ (kN)	10,10	14,96	7,61	10,31	10,01	9,86	11,04	14,86	18,73
$V_{E,3}$ (kN)	3,87	3,08	1,22	1,50	1,51	1,88	1,38	2,28	3,66
$V_{E,4}$ (kN)	2,93	3,30	/	/	0,43	0,36	1,14	2,45	3,93
$V_{E,5}$ (kN)	23,34	20,58	/	/	3,39	2,84	11,80	17,85	22,59
$V_{E,6}$ (kN)	0,89	/	0,20	0,23	0,60	0,36	0,35	0,38	/
$V_{E,TOT}$ (kN)	48,66	42,12	9,37	12,07	15,54	15,23	25,63	37,73	50,55

Tabella 11-Risultante azione sismica verticale

## 1.8.5. Verifiche

I muri di sostegno devono essere verificati nei confronti di:

- Ribaltamento
- Scorrimento
- Carico limite
- Resistenza del terreno a valle

Le verifiche sono state effettuate considerando prima il muro sottoposto alle sole azioni statiche (caso statico) e poi sottoposto alle azioni statiche e alle azioni sismiche (caso sismico).

### 1.8.5.1. Verifica a ribaltamento

Il momento stabilizzante, dovuto al peso del muro di sostegno, e il momento ribaltante dovuto alla sola spinta del terreno nel caso statico e alla spinta del terreno e all'azione sismica nel caso sismico si valutano come segue:

$$M_S = \sum_i W_i X_{gi} \quad \text{Momento stabilizzante} \quad (1)$$

$$M_{R-R} = -\sum_i H_{E,i} Y_{g,i} - \sum_i V_{E,i} X_{g,i} - \frac{H_S h_{terreno}}{3} \quad \text{Momento ribaltante (caso sismico)} \quad (2)$$

$$M_{R-S} = \frac{H_S h_{terreno}}{3} \quad \text{Momento ribaltante (caso statico)} \quad (3)$$

Le verifiche si esegue in modo tale che:



Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

$$\frac{M_S}{\{|M_{R-S}|; |M_{R-R}|\}} < 1 \quad (4)$$

Di seguito sono riportate le verifiche:

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$M_S$ (kNm)	4395,63	2781,82	188,26	336,97	675,53	587,48	1567,83	2673,26	3935,33
$M_{R-S}$ (kNm)	-733,15	-533,20	/	/	-9,57	-7,46	-122,82	-327,61	-664,46
<b>Verifica</b>	<b>0,17</b>	<b>0,19</b>	/	/	<b>0,01</b>	<b>0,01</b>	<b>0,08</b>	<b>0,12</b>	<b>0,17</b>
$M_{R-R}$ (kNm)	-1433,98	-1065,24	-56,86	-81,76	-114,49	-113,30	-349,55	-758,85	-1356,76
<b>Verifica</b>	<b>0,33</b>	<b>0,38</b>	<b>0,30</b>	<b>0,24</b>	<b>0,17</b>	<b>0,19</b>	<b>0,22</b>	<b>0,28</b>	<b>0,34</b>

Tabella 12-Verifica a ribaltamento

### 1.8.5.2. Verifica a scorrimento

L'azione stabilizzante è data dal peso del muro, a meno dell'azione sismica verticale nel caso sismico, per il coefficiente di attrito  $\mu$ , mentre l'azione di progetto agente sul muro di sostegno è dovuta alla spinta del terreno, nel caso statico, e all'a spinta del terreno più l'azione sismica orizzontale, nel caso sismico:

$$N_{TOT\_R-S} = \mu W_{TOT} - V_{E,TOT} \quad \text{Sforzo normale (caso statico)} \quad (5)$$

$$N_{TOT\_R-R} = \mu - V_{E,TOT} \quad \text{Sforzo normale (caso sismico)} \quad (6)$$

$$H_{E\_R-S} = H_S \quad \text{Azione di progetto (caso statico)} \quad (7)$$

$$H_{E\_R-R} = H_S + H_{E,TOT} \quad \text{Azione di progetto (caso sismico)} \quad (8)$$

Le verifiche si eseguono in modo tale che:

$$\frac{H_{E\_R-S}}{N_{TOT\_R-S}} < 1 \text{ e } \frac{H_{E\_R-R}}{N_{TOT\_R-R}} < 1 \quad (9)$$

Di seguito sono riportate le verifiche:

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$N_{TOT\_R-S}$ (kN)	340,42	279,79	124,35	159,72	165,63	165,68	184,27	263,27	363,18
$H_{E\_R-S}$ (kN)	236,50	183,86	/	/	4,98	3,49	60,40	138,23	221,49





Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

<b>Verifica</b>	<b>0,69</b>	<b>0,66</b>	/	/	<b>0,03</b>	<b>0,02</b>	<b>0,33</b>	<b>0,53</b>	<b>0,61</b>
$N_{TOT\_R-R}$ (kN)	312,52	255,64	118,98	152,80	156,72	156,95	169,57	241,63	334,19
$H_{E\_R-R}$ (kN)	333,82	268,10	18,74	24,14	36,07	33,95	111,67	213,69	322,58
<b>Verifica</b>	<b>1,07</b>	<b>1,05</b>	<b>0,16</b>	<b>0,16</b>	<b>0,23</b>	<b>0,22</b>	<b>0,66</b>	<b>0,88</b>	<b>0,97</b>

Tabella 13-Verifica a scorrimento

### 1.8.5.3. Verifica a carico limite

La verifica è stata effettuata considerando i carichi positivi verso il basso e momenti positivi orari: prima di tutto si valuta l'eccentricità della risultante delle azioni ( $e$ ) controllando che sia interna al poligono di appoggio ( $B/2$ ); se tale condizione non è rispettata la verifica risulta non soddisfatta, in caso contrario si passa al calcolo del carico limite. Per le sezioni che rispettano la condizione sopra citata è stato valutato il carico limite, secondo la formulazione di Brinch Hansen, e il carico di progetto come segue:

$$q_{ED} = \frac{\gamma_G N_{TOT}}{B' L} \quad \text{Carico di progetto} \quad (10)$$

$$q_{LIM} = \frac{q N_q b_q s_q i_q d_q z_q + c N_c b_c s_c i_c d_c z_c + 0,5 \gamma B N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma z_\gamma}{\gamma_{RD}} \quad \text{Carico limite} \quad (11)$$

dove:

$$B' = b - 2e \quad \text{Larghezza efficace} \quad (12)$$

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} k_p = 42,92 \quad (13)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 55,63 \quad (14)$$

$$N = 2(N_q - 1) \tan \phi = 63,18 \quad (15)$$

La coesione  $c$  è assunta pari a 0,001 e il sovraccarico  $q$  pari a 0; i fattori di inclinazione del piano di posa ( $b_i$ ), i fattori di forma ( $s_i$ ), i fattori di inclinazione di carico ( $i_i$ ) e i fattori di profondità ( $z_i$ ) sono assunti unitari; mentre per quanto riguarda i fattori di inerzia sismica:

$$z_c = 1 - 0,032 k_h = 0,97 \quad (16)$$

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35} = 0,96 \quad (17)$$

Il coefficiente di amplificazione  $\gamma_G$  è assunto pari a 1,5.



### 1.8.5.4. Caso statico

Per valutare se l'eccentricità della risultante è interna al poligono di base si valutano:

$$N_{TOT\_S} = \sum_i^{4-6} W_i \quad \text{Sforzo normale} \quad (18)$$

$$M_{W\_L} = \sum_{i=1}^{4-6} W_i (X_{gi} - B/2) \quad \text{Momento dovuto al peso proprio} \quad (19)$$

$$M_{S\_L} = (-H_S) \frac{h_{terreno}}{3} \quad \text{Momento dovuto alla spinta del terreno} \quad (20)$$

$$M_{TOT\_LS} = M_{W\_L} + M_{S\_L} \quad \text{Momento totale} \quad (21)$$

$$e = \frac{|M_{TOT\_LS}|}{N_{TOT\_S}} \quad \text{Eccentricità} \quad (22)$$

Di seguito sono riportate le verifiche:

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$N_{TOT\_S}$ (kN)	593,70	487,95	216,87	278,55	288,86	288,94	321,36	459,14	633,38
$M_{W\_L}$ (kNm)	224,92	3,51	-43,79	-36,30	-32,86	-34,67	-5,51	4,96	70,61
$M_{S\_L}$ (kNm)	-733,15	-502,56	/	/	-2,24	-1,32	-94,63	-327,61	-664,46
$M_{TOT\_LS}$ (kNm)	-508,23	-499,05	-43,79	-36,30	-35,11	-36,99	-100,15	-322,64	-593,85
$e$ (m)	0,86	1,02	0,20	0,13	0,12	0,12	0,31	0,70	0,94
$B/2$ (m)	2,06	1,39	1,07	1,34	1,29	1,23	1,30	1,56	1,80
<b>Verifica</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>

Tabella 14-Eccentricità azioni caso statico

Per tutte le sezioni è stato valutato il carico limite e il carico di progetto:

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$B'$ (m)	2,41	0,73	1,74	2,42	2,34	2,20	1,98	1,70	1,72
$\gamma GN_{TOT\_S}$ (kN)	890,55	731,93	325,31	417,83	433,29	433,42	482,04	688,70	950,06
$q_{ED}$ (kN/m <sup>2</sup> )	369,84	996,46	187,37	172,70	185,41	196,93	243,86	404,04	550,82
$q_{ULT}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1807,05	1219,33	938,63	1175,47	1131,61	1074,60	1140,39	1364,07	1578,98
<b>Verifica</b>	<b>0,20</b>	<b>0,82</b>	<b>0,20</b>	<b>0,15</b>	<b>0,16</b>	<b>0,18</b>	<b>0,21</b>	<b>0,30</b>	<b>0,35</b>

Tabella 15-Verifica a capacità portante caso statico



### 1.8.5.5. Caso sismico

Per valutare se l'eccentricità della risultante è interna al poligono di base si valutano:

$$N_{TOT\_R} = \sum_{i=1}^{4-6} W_i - \sum_{i=1}^{4-6} V_{E,i} \quad \text{Sforzo normale} \quad (23)$$

$$M_{E\_L} = -\sum_{i=1}^{4-6} V_{E,i} (X_{gi} - B/2) - \sum_i H_{E,i} Y_{gi} \quad \text{Momento dovuto al terremoto} \quad (24)$$

$$M_{TOT\_LR} = M_{W\_L} + M_{S\_L} + M_{E\_L} \quad \text{Momento totale} \quad (25)$$

$$e = \frac{|M_{TOT\_LR}|}{N_{TOT\_R}} \quad \text{eccentricità} \quad (26)$$

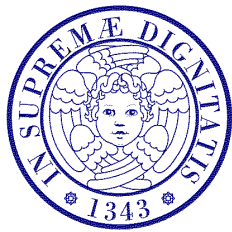
Di seguito sono riportate le verifiche:

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
$N_{TOT\_R}$ (kN)	593,70	487,95	216,87	278,55	288,86	288,94	321,36	459,14	633,38
$M_{W\_L}$ (kNm)	224,92	3,51	-43,79	-36,30	-32,86	-34,67	-5,51	4,96	70,61
$M_{S\_L}$ (kNm)	-733,15	-502,56	/	/	-2,24	-1,32	-94,63	-327,61	-664,46
$M_{E\_L}$ (kNm)	-514,92	-409,41	-46,40	-64,98	-72,88	-77,94	-156,83	-312,89	-521,72
$M_{TOT\_LR}$ (kNm)	-1023,15	-908,46	-90,19	-101,27	-107,99	-113,93	-256,98	-635,53	-1115,57
$e$ (m)	1,80	1,95	0,43	0,38	0,39	0,41	0,84	1,45	1,84
$B/2$ (m)	2,06	1,39	1,07	1,34	1,29	1,23	1,30	1,56	1,80
<b>Verifica</b>	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>NO</b>

Tabella 16-Eccentricità azioni caso sismico

Per le sezioni S. 48-49 e S92-93 la verifica non è soddisfatta, mentre per le altre è stato valutato il carico limite e il carico di progetto:

Sezioni	S. 32-33	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87
$B'$ (m)	0,51	1,27	1,92	1,80	1,63	0,93	0,22
$\gamma_G N_{TOT\_R}$ (kN)	851,24	311,25	399,73	415,07	414,83	461,28	658,88
$q_{ED}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1655,62	244,95	208,20	230,66	255,11	496,68	3046,18
$q_{ULT}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1724,77	938,63	1175,47	1131,61	1074,60	1140,39	1364,07
<b>Verifica</b>	<b>0,96</b>	<b>0,26</b>	<b>0,18</b>	<b>0,20</b>	<b>0,24</b>	<b>0,44</b>	<b>2,23</b>



### 1.8.5.6. Verifica di resistenza del terreno a valle

Non è possibile effettuare tale verifica in quanto non vi è terreno a valle dell'opera di sostegno e le fondazioni sono superficiali.

### 1.8.6. Risultati

Di seguito è riportata una tabella riassuntiva che raccoglie i risultati ottenuti nell'analisi pseudo-statica delle sezioni analizzate:

Sezioni	S. 32-33	S. 48-49	S. 50	S. 51	S.60-61	S. 61-62	S. 71-72	S. 87	S. 92-93
<b>Ribaltamento</b>									
Caso statico	<b>SI</b>	<b>SI</b>	/	/	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>
Caso sismico	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>
<b>Scorrimento</b>									
Caso statico	<b>SI</b>	<b>SI</b>	/	/	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>
Caso sismico	<b>NO</b>	<b>NO</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>
<b>Carico limite</b>									
Caso statico	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>
Caso sismico	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>SI</b>	<b>NO</b>	<b>NO</b>

Tabella 18-Tabella riassuntiva verifiche analisi pseudostatiche

Dai risultati si nota che già a livello pseudo-statico alcune sezioni risultano non capaci di soddisfare le richieste in termini di scorrimento e di carico limite in condizioni sismiche.

### 1.8.7. Analisi FEM

È in corso un'analisi FEM delle sezioni analizzate. I modelli sono realizzati attraverso il codice di Calcolo Strauss 7 r3.2.4.



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
*Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni*



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

## 1.9. Risultati e Conclusioni

Le analisi finora svolte hanno riguardato essenzialmente la sezione oggetto di crollo del gennaio 2014 delle mura storiche di Volterra. Queste sono state eseguite verso gli scenari di:

1. Alluvione, sversamento idrico a monte della sezione delle mura;
2. Frana;
3. Terremoto

Queste hanno consentito di:

- Scegliere gli opportuni strumenti di calcolo;
- Tarare i modelli sulla base degli accadimenti del gennaio 2014;
- Estendere i risultati alle altre sezioni (attività in corso).

Le analisi fino ad oggi svolte mettono in luce che molte sezioni delle mura si trovano in scenari limite di equilibrio in particolare verso gli scenari di alluvione e frana.

I risultati, combinati attraverso gli strumenti dell'analisi multirischio consentiranno di avere una mappa della vulnerabilità delle sezioni salienti delle mura storiche di Volterra.

Detta procedura, attraverso il confronto dei risultati ottenuti attraverso strumenti analitici di immediata applicazione e modelli di calcolo più raffinati forniscono uno strumento di rapida ed efficace applicazione nella valutazione della vulnerabilità di mura storiche tenendo con diversi scenari di collasso.





UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts

## 1.10. Bibliografia

- [1] D. G. E. Santarnecki, 'Relazione geologica consolidamento scarpata'. Pisa.
- [2] K. Terzaghi and R. Peck, *Geotecnica*. 1984.
- [3] G. Passera, 'Numerical Analysis of a Masonry Retaining Wall: The Case of Volterra's Urban Walls', Università di Pisa, University of Bath, 2018.
- [4] R. Lancellotta, *Geotecnica*, Quarta Edi. 2012.
- [5] L. Borselli, 'SSAP2010 Slope Stability Analysis Program, Manuale di Riferimento', 2018.
- [6] 'Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica', Pisa, 2006.
- [7] S. Franceschini, 'Analisi critica di modelli previsionali per le frane in Emilia Romagna', p. 143, 2012.
- [8] I. G. Losi, 'Modellazione spazio-temporale dei fenomeni di soil slip : dalla scala di pendio alla scala territoriale'.
- [9] D. Fredlund and H. Rahardjo, 'Soil mechanics for unsaturated soils', *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 12, no. 7, pp. 449–450, 1993.
- [10] R. Valentino, C. Meisina, L. Montrasio, G. L. Losi, and D. Zizioli, 'Predictive Power Evaluation of a Physically Based Model for Shallow Landslides in the Area of Oltrepò Pavese, Northern Italy', *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 32, no. 4, pp. 783–805, 2014.
- [11] L. Montrasio and R. Valentino, 'A model for triggering mechanisms of shallow landslides', *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, vol. 8, no. 5, pp. 1149–1159, 2008.
- [12] L. Montrasio, R. Valentino, and A. Terrone, 'Application of the SLIP Model', *Procedia Earth Planet. Sci.*, vol. 9, no. December, pp. 206–213, 2014.
- [13] L. Montrasio, R. Valentino, and G. L. Losi, 'Rainfall-induced shallow landslides: A model for the triggering mechanism of some case studies in Northern Italy', *Landslides*, vol. 6, no. 3, pp. 241–251, 2009.
- [14] Y. Yoshida, J. Kuwano, and R. Kuwano, 'Effects of Saturation on Shear Strength of Soils', *Soils Found.*, vol. 31, no. 1, pp. 181–186, 1991.
- [15] L. Montrasio and R. Valentino, 'Experimental analysis and modelling of shallow



UNIVERSITÀ  
DI PISA  
**DESTeC**  
Dipartimento di  
Ingegneria dell'Energia,  
dei Sistemi, del Territorio  
e delle Costruzioni



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

**MiChE**

Mitigating the Impacts of natural hazards on Cultural Heritage sites, structures and artefacts  
landslides', *Landslides*, vol. 4, no. 3, pp. 291–296, 2007.

- [16] K. Farooq, J. D. Rogers, and M. F. Ahmed, 'Effect of Densification on the Shear  
Strength of Landslide Material : A Case Study from Salt Range , Pakistan', vol. 4, no. 1,  
pp. 113–125, 2015.