

Indagini strutturali, finalizzate ad acquisire i parametri tecnici necessari per la verifica di vulnerabilità sismica, effettuate presso la caserma del Corpo Forestale dello Stato, comando stazione di Reggio Calabria.

**Laboratorio Ufficiale di Prove sui Materiali e sulle Strutture
Dipartimento DICEAM– Università Mediterranea**

Cantiere: Comando Stazione Corpo Forestale dello Stato – Reggio Calabria

Prova pacometrica n: 5

Ubicazione della prova: Piano Primo

Elemento strutturale: Trave

N. barre longitudinali: 2



**Laboratorio Ufficiale di Prove sui Materiali e sulle Strutture
Dipartimento DICEAM– Università Mediterranea**

Cantiere: Comando Stazione Corpo Forestale dello Stato – Reggio Calabria

Prova pacometrica n: 6

Ubicazione della prova: Piano Terra

Elemento strutturale: Trave

N. barre longitudinali: 2



Indagini strutturali, finalizzate ad acquisire i parametri tecnici necessari per la verifica di vulnerabilità sismica, effettuate presso la caserma del Corpo Forestale dello Stato, comando stazione di Reggio Calabria.

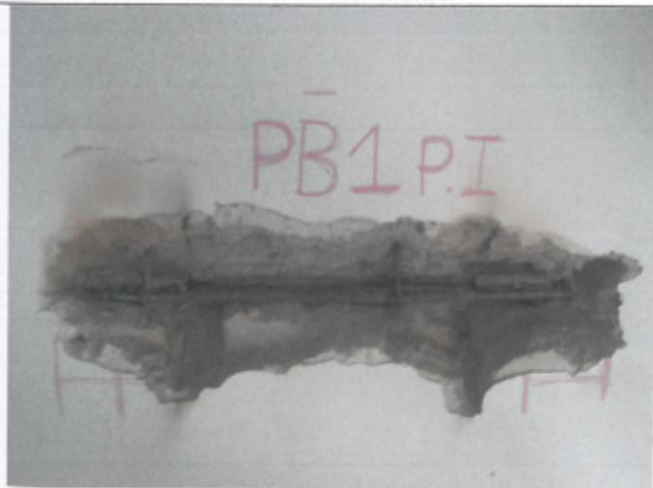
4. PROVE SULL'ACCIAIO

FOTO



Campioni di armatura estratta in sito

4.1. Prelievo di barre di armatura



PB1 - Pilastro Piano Primo



PB2 - Trave Piano Terra

Indagini strutturali, finalizzate ad acquisire i parametri tecnici necessari per la verifica di vulnerabilità sismica, effettuate presso la caserma del Corpo Forestale dello Stato, comando stazione di Reggio Calabria.

Pag. 12 / 19



PB3 – Piano Terra

I risultati delle prove di trazione sono riportati nel certificato A-049/13 del 02/05/2013 rilasciato da questo Laboratorio ufficiale.

Indagini strutturali, finalizzate ad acquisire i parametri tecnici necessari per la verifica di vulnerabilità sismica, effettuate presso la caserma del Corpo Forestale dello Stato, comando stazione di Reggio Calabria.

5. SAGGI DIRETTI

5.1. Saggi diretti sulle armature

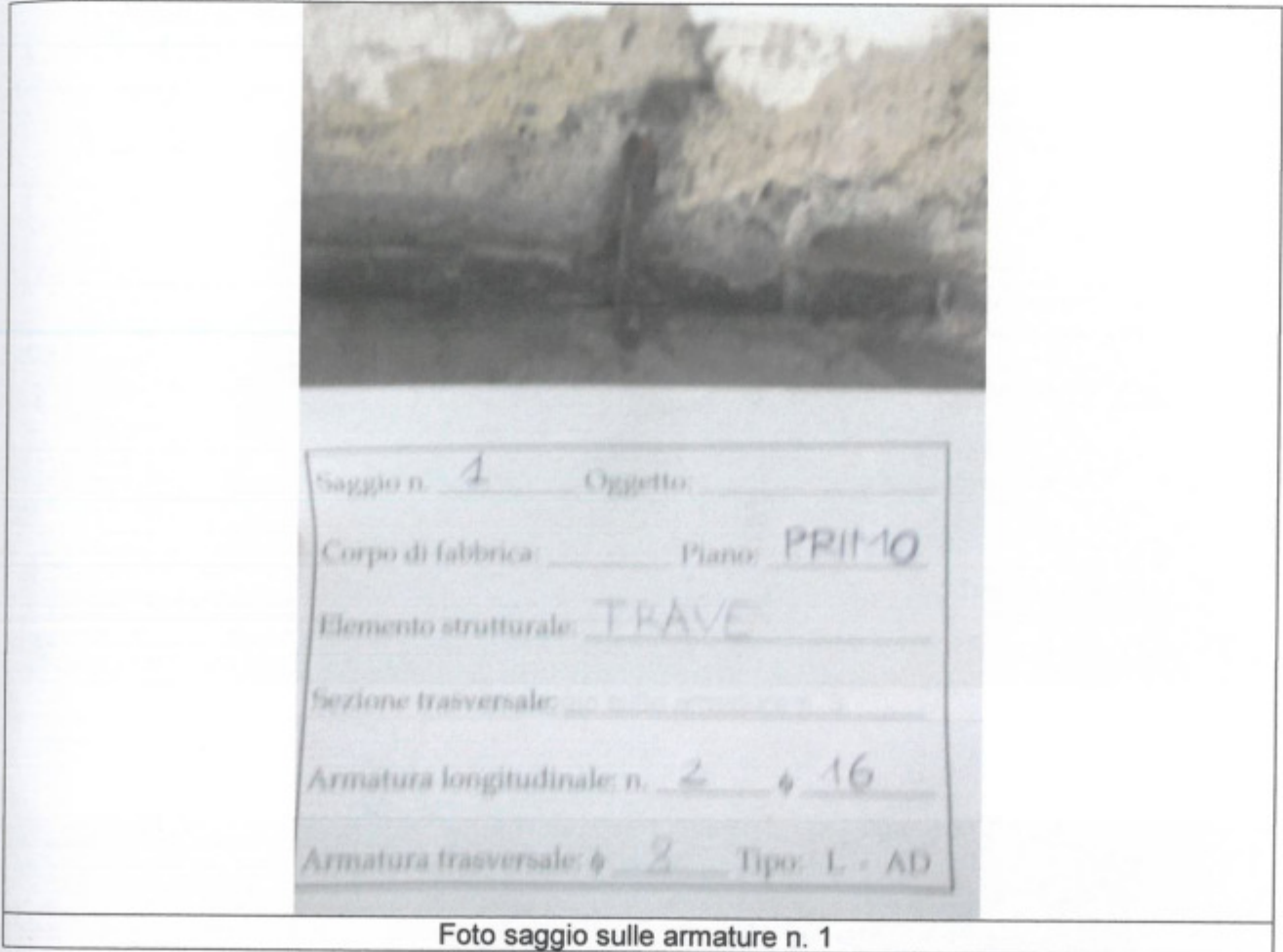


Foto saggio sulle armature n. 1

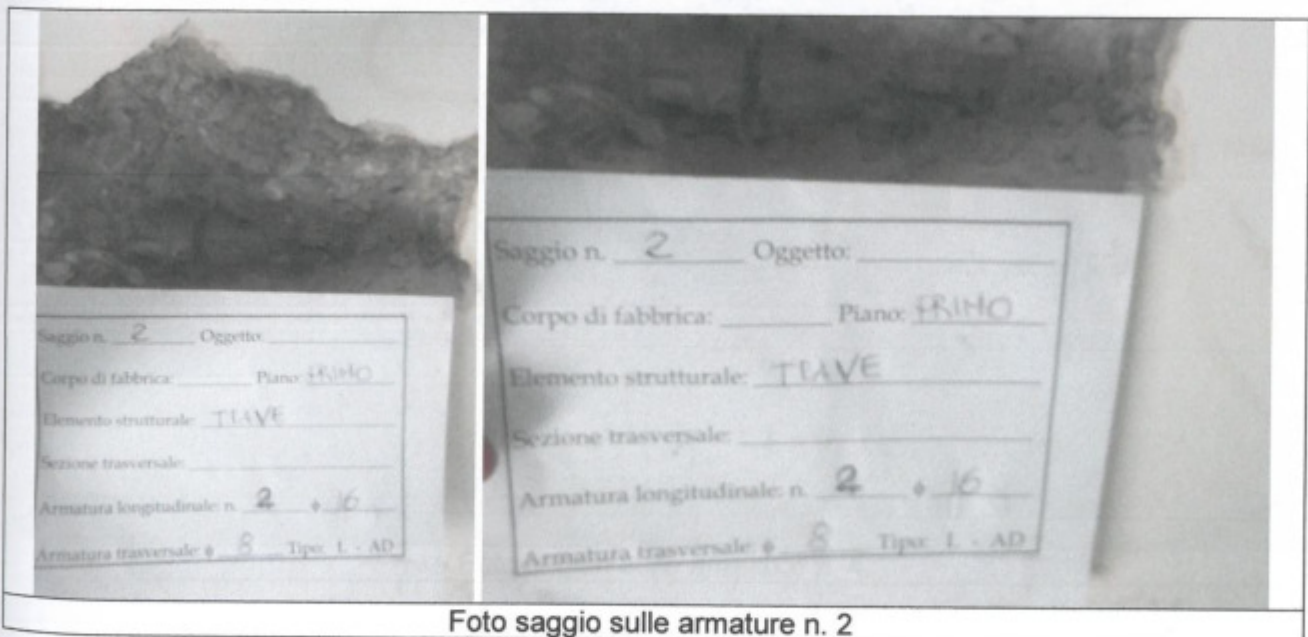


Foto saggio sulle armature n. 2

Indagini strutturali, finalizzate ad acquisire i parametri tecnici necessari per la verifica di vulnerabilità sismica, effettuate presso la caserma del Corpo Forestale dello Stato, comando stazione di Reggio Calabria.



Foto saggio sulle armature n. 3

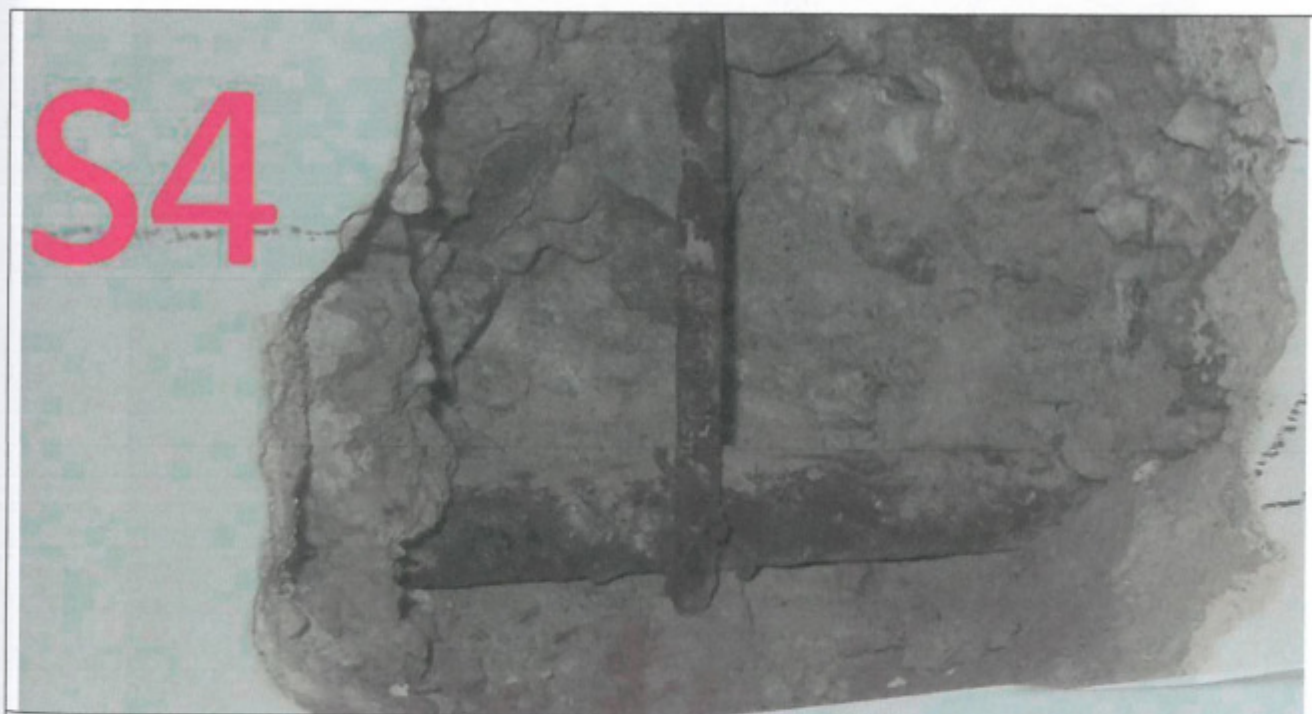


Foto saggio sulle armature n. 4

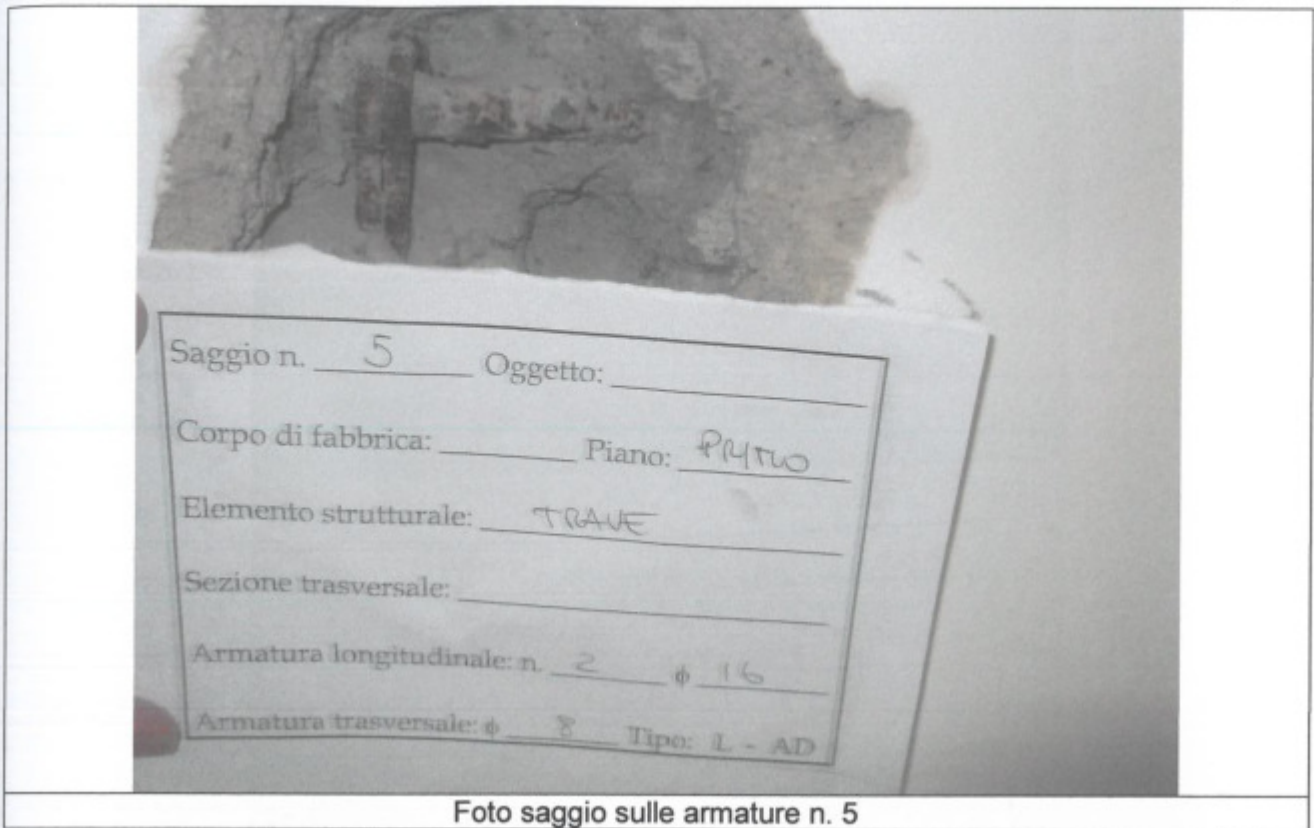


Foto saggio sulle armature n. 5

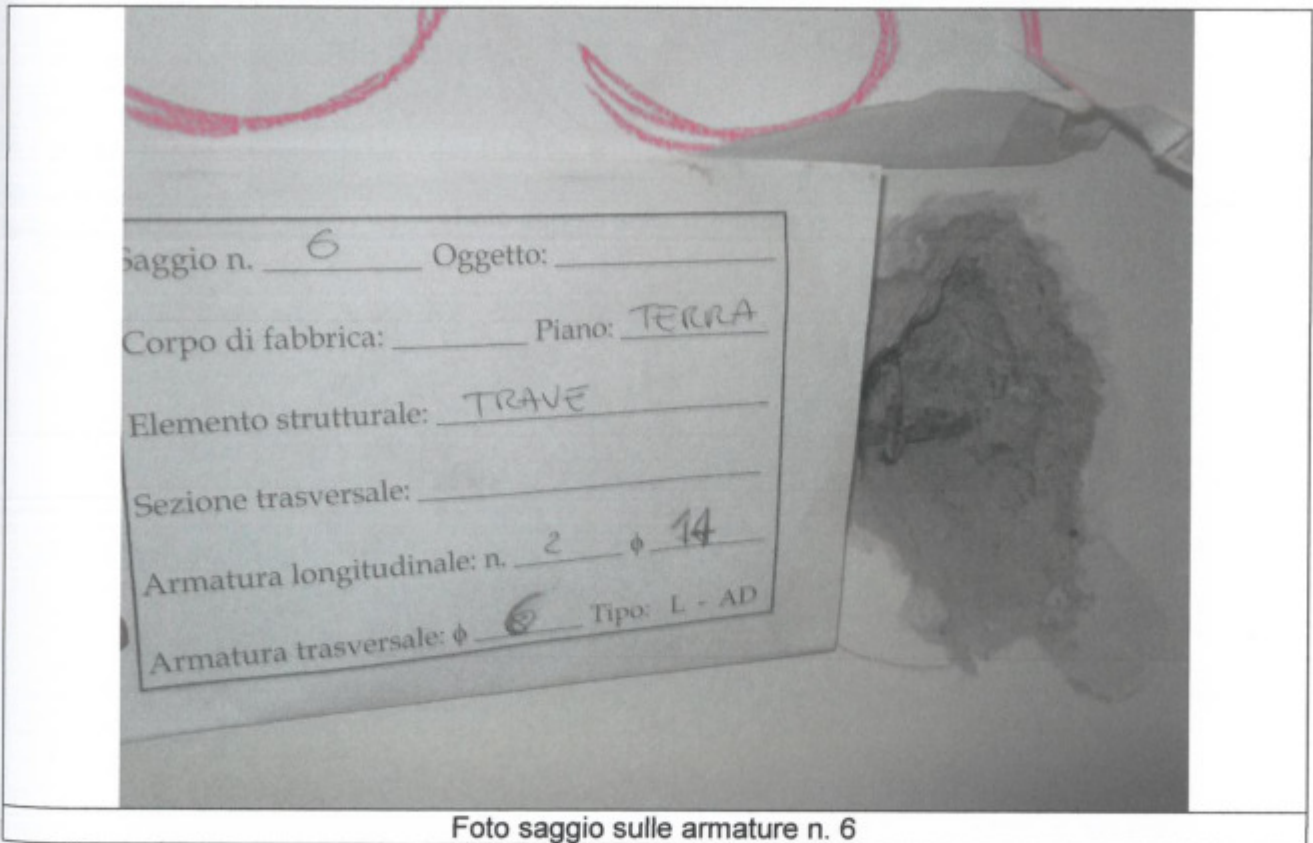


Foto saggio sulle armature n. 6

Indagini strutturali, finalizzate ad acquisire i parametri tecnici necessari per la verifica di vulnerabilità sismica, effettuate presso la caserma del Corpo Forestale dello Stato, comando stazione di Reggio Calabria.



Saggio n. 7 Oggetto: _____
Corpo di fabbrica: _____ Piano: P.T
Elemento strutturale: TRAVE
Sezione trasversale: _____
Armatura longitudinale: n. 2 ϕ 14
Armatura trasversale: ϕ 6 Tipo: L - AD

Foto saggio sulle armature n. 7

5.2 Saggio diretti sulle murature

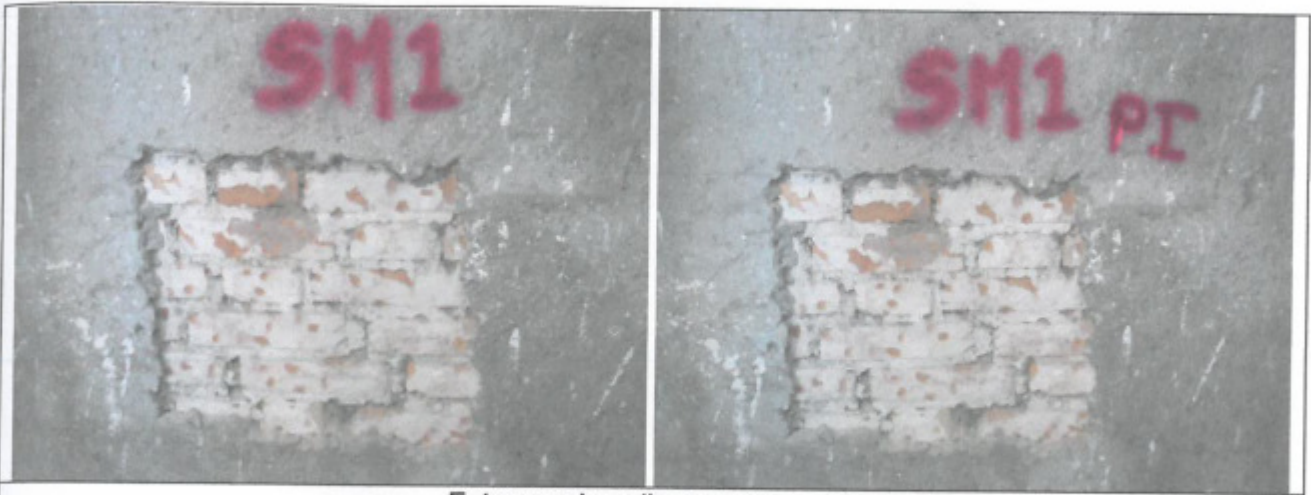


Foto saggio sulla muratura n. 1



Foto saggio sulla muratura n. 2

Indagini strutturali, finalizzate ad acquisire i parametri tecnici necessari per la verifica di vulnerabilità sismica, effettuate presso la caserma del Corpo Forestale dello Stato, comando stazione di Reggio Calabria.



Foto saggio sulla muratura n. 3



Foto saggio sulla muratura n. 4

Indagini strutturali, finalizzate ad acquisire i parametri tecnici necessari per la verifica di vulnerabilità sismica, effettuate presso la caserma del Corpo Forestale dello Stato, comando stazione di Reggio Calabria.



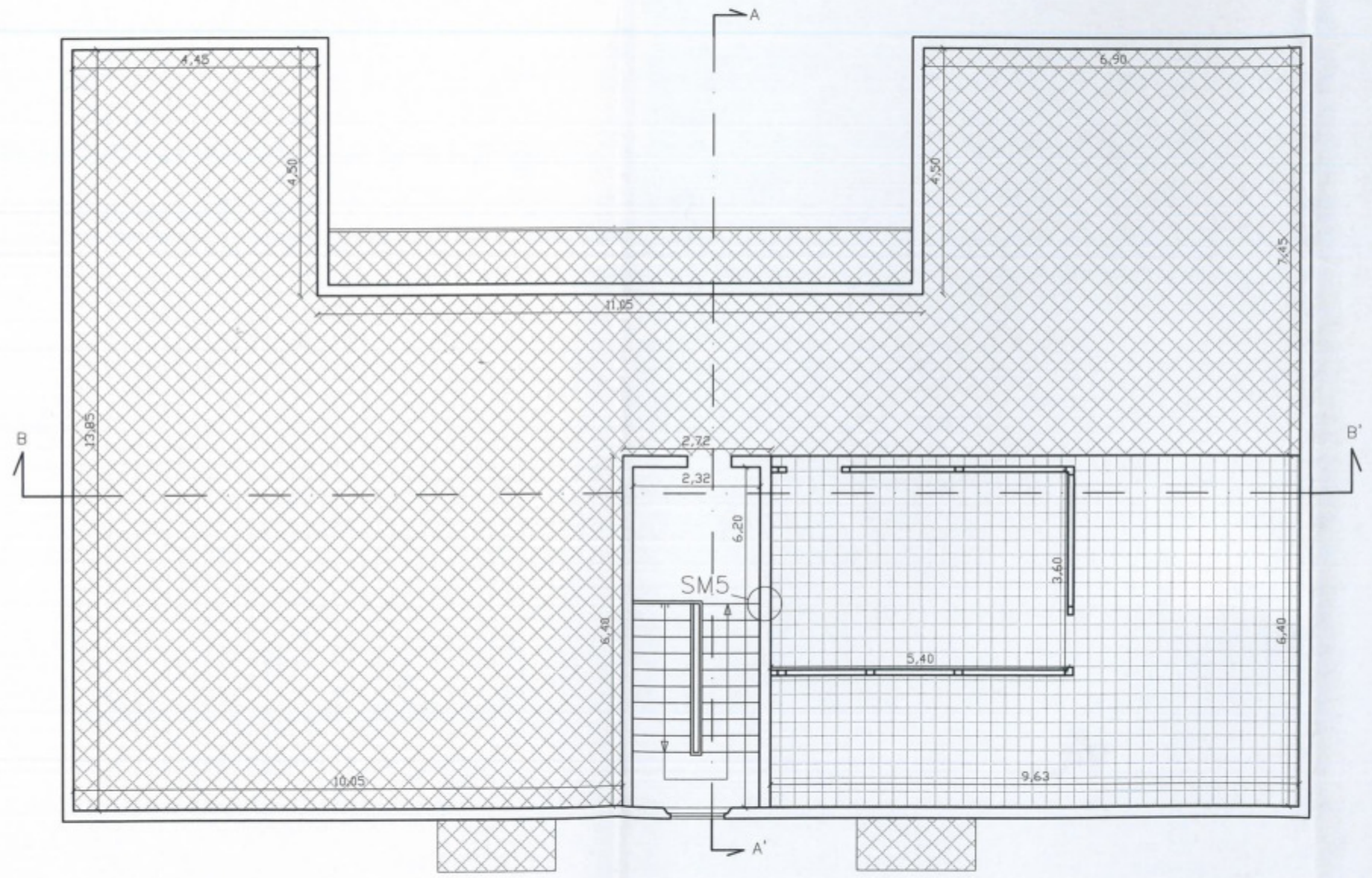
Foto saggio sulla muratura n. 5

Il Responsabile tecnico

(prof. Adolfo Santini)

Adolfo Santini

Legenda
C - Prelievo di campione cilindrico di calcestruzzo
PP - Prova pacometrica
PB - Prelievo di barra di armatura
SM - Saggio muratura





**Dipartimento di Ingegneria Civile,
dell'Energia, dell'Ambiente e dei Materiali
Università Mediterranea**
Via Graziella Località Feo di Vito – 89122 Reggio Calabria
Tel. 0965.875208/241/295 - Fax 0965.875201



LABORATORIO UFFICIALE DI PROVE SUI MATERIALI E SULLE STRUTTURE

Certificati relativi alla prove di Laboratorio sui materiali

Comando Stazione di Reggio Calabria.

Reggio Calabria, 2 Maggio 2013

Il Responsabile tecnico

(prof. Adolfo Santini)

LABORATORIO UFFICIALE DI PROVE SUI MATERIALI E SULLE STRUTTURE

Feo di Vito – 89122 Reggio Calabria – Tel. +39 0965 875241/208/295 – Fax +39 0965 875201



CERTIFICATO n. **C-055/13** del **02/05/2013**
Prot. n. 888 del **25/07/2011** DME_AMM

Da assoggettare a bollo in caso d'uso ai sensi del d.p.r. 642/72

pag. 1/2

RAPPORTO DI PROVA

PROVE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE SU CAMPIONI CILINDRICI DI CALCESTRUZZO

Le prove e la certificazione vengono effettuate in ottemperanza alla legge 5.11.71 n. 1086 – D.M. 14.01.2008, alle norme UNI EN 12390-3 ed UNI EN 12390-4. La legge vieta la copia non ufficiale della certificazione e la sua parziale riproduzione, salvo approvazione scritta rilasciata da questo laboratorio.

Lavori di	Indagini sulle strutture dell'edificio sito nel Comune di Reggio Calabria.
Committente	Corpo Forestale dello Stato
Impresa esecutrice	
Direttore dei lavori	
Richiedente	Corpo Forestale dello Stato

IL RESPONSABILE TECNICO

(prof. Adolfo Santini)

UNIVERSITA' DEGLI STUDI MEDITERRANEA DI REGGIO CALABRIA
Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Energia, dell'Ambiente e dei Materiali
LABORATORIO UFFICIALE DI PROVE SUI MATERIALI E SULLE STRUTTURE

Feo di Vito – 89122 Reggio Calabria – Tel. +39 0965 875241/208/295 – Fax +39 0965 875201

CERTIFICATO C-055/13
 Prot. n. 888

del 02/05/2013
 25/07/2011 DME_AMM

pag. 2/2

Dati forniti dal richiedente		Misure di laboratorio								
Sigla di identificazione del provino	Elemento strutturale	Data prelievo	Data prova	Massa [kg]	Dimensioni provino [cm]		Area sezione [cm ²]	Tensione di rottura [N/mm ²]	Spian. (*)	Tipo di rottura (**)
					Diametro	Altezza				
C1	TRAVE PIANO PRIMO	26/04/2013	02/05/2013	2,864	9,4	18,8	69,4	13,6	SE	RS
C2	TRAVE PIANO TERRA			1,921	9,4	12,2	69,4	24,6	SE	RS
C3	TRAVE PIANO TERRA			2,729	9,4	18,3	69,4	24,6	SE	RS
C4	TRAVE PIANO TERRA			2,861	9,4	18,8	69,4	6,3	SE	RS

(*) SE=spianatura effettuata

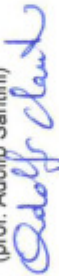
SNE=spianatura non effettuata

(**) RS=rottura soddisfacente

RNS=rottura non soddisfacente

IL RESPONSABILE TECNICO

(prof. Adolfo Santini)



LABORATORIO UFFICIALE DI PROVE SUI MATERIALI E SULLE STRUTTURE

Feo di Vito – 89122 Reggio Calabria – Tel. +39 0965 875241/208/295 – Fax +39 0965 875201



CERTIFICATO n. **A-049/13** del **02/05/2013**
Prot. n. 888 del **25/07/2011** DME_AMM

Da assoggettare a bollo in caso d'uso ai sensi del D.P.R. 642/72

pag. 1/2

RAPPORTO DI PROVA
PROVE DI RESISTENZA A TRAZIONE SU CAMPIONI D'ACCIAIO

Le prove e la certificazione vengono effettuate in ottemperanza alla legge 5.11.71 n. 1086 – D.M. 14.01.2008, alla norma UNI EN 10002-1:2004 e UNI EN ISO 15630 1:2004, alla Dir. 89/106 CEE - D.P.R. 21.4.1993 n. 246 ed alla norma UNI EN 10002/parte I. La legge vieta la copia non ufficiale della certificazione e la sua parziale riproduzione, salvo approvazione scritta data da questo laboratorio.

Lavori di	Indagini sulle strutture dell'edificio sito nel Comune di Reggio Calabria.
Committente	Corpo Forestale dello Stato
Impresa esecutrice	
Direttore dei lavori	
Richiedente	Corpo Forestale dello Stato

IL RESPONSABILE TECNICO

(prof. Adolfo Santini)

LABORATORIO UFFICIALE DI PROVE SUI MATERIALI E SULLE STRUTTURE

Feo di Vito - 89122 Reggio Calabria - Tel. +39 0965 875241/208/295 - Fax +39 0965 875201

CERTIFICATO A-049/13
 Prof. n. 888

del 02/05/2013
 del 25/07/2011 DME_AMM

pag. 2/2

Dati forniti dal richiedente		Misure di laboratorio									
Identificazione provino/produttore	Struttura interessata	Data prelievo	Diametro nominale [mm]	Diametro effettivo [mm]	Tensione di snervamento (Fy) [N/mm ²]	Tensione di rottura (Ft) [N/mm ²]	Ft/Fy	Agt	Allungamento A5 [%]	Prova piegamento*	Data prova
PB1	TRAVE PIANO PRIMO	26/04/2013	16	16,06	356,89	425,63	1,19	11,85	23,12	NR	02/05/2013
PB2	TRAVE PIANO TERRA		14	14,12	421,25	477,25	1,13	11,78	20,89	NR	
PB3	TRAVE PIANO TERRA		14	14,12	419,87	487,14	1,16	11,75	23,47	NR	

(*) SC = SENZA CRICCHE NR = PROVA NON RICHIESTA

IL RESPONSABILE TECNICO

(prof. Adolfo Santini)



UNIVERSITA' DEGLI STUDI MEDITERRANEA DI REGGIO CALABRIA
 Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Energia, dell'Ambiente e dei Materiali
 LABORATORIO UFFICIALE DI PROVE SUI MATERIALI E SULLE STRUTTURE



**Ministero delle politiche agricole alimentari e forestali
Corpo Forestale dello Stato - Comando Regionale Calabria**

Via dei Bianchi, 2 - 89125 Reggio Calabria

Attuazione delle verifiche tecniche dei livelli di sicurezza sismica ai sensi dell'ordinanza P.C.M. n. 3274/2003 e s.m.i. relative agli edifici strategici adibiti ad uso Caserme del Corpo Forestale dello Stato

Comando Stazione Reggio Calabria

Tavola	Descrizione elaborato	Scala	Data	Codice elaborato
04	Verifica Vulnerabilità Sismica		Luglio 2015	R-VVS

Professionista



Prof. ing. Francesco NUCERA

Collaboratori

Rilievo Strutturale	Pericolosità sismica	Verifiche strutturali
arch. Patrizia L. Sergi arch. Maria Rosa Rizzo arch. Angelo Marino ing. Antonio Ficara	ing. Giuseppe Borgese ing. Domenico Ierace ing. Antonio Condello	ing. Giuseppe Borgese ing. Domenico Ierace ing. Antonio Condello

Approvazione



RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. Premessa
2. Normative di riferimento
3. Descrizione generale dell'opera
4. Materiali
5. Azioni di progetto
 - 5.1 Azioni antropiche
 - 5.2 Azioni naturali
 - 5.2.1 Azione sismica
 - 5.2.2 Azione del vento
 - 5.2.3 Spinta delle terre
 - 5.3 Condizioni di carico
 - 5.4 Combinazioni di carico
 - 5.4.1 Combinazioni di carico sismiche
 - 5.4.2 Combinazioni di carico non sismiche
6. Criteri di modellazione
 - 6.1 Pannelli e pareti murarie
 - 6.2 Interazione tra le pareti e i diaframmi di piano
 - 6.3 Interazione tra le pareti e cordoli o architravi
 - 6.4 Interazione con il suolo
 - 6.5 Legami costitutivi
7. Metodologia di analisi
 - 7.1 Procedura di analisi *push-over*
 - 7.2 La matrice di rigidezza della struttura
 - 7.3 Algoritmo di risoluzione nel passo
 - 7.4 Ridistribuzioni
 - 7.5 Analisi Multi-Modale
8. Criteri di verifica
 - 8.1 Procedura di stima di vulnerabilità in termini di spostamento

9. Dettagli di modellazione

- 9.1 Schemi resistenti
- 9.2 Analisi dei carichi
- 9.3 Formati
- 9.4 Analisi statiche
- 9.5 Analisi Modale

10. Risultati delle analisi sismiche

10.1 Riepilogo risultati analisi

11. Verifica sismica dell'edificio

- 11.1 Stima per ciascuna direzione di carico
- 11.2 Riepilogo dei risultati e definizione del coefficiente di sicurezza della struttura
- 11.3 Verifiche di sicurezza (in termini di forza)
- 11.4 Verifiche a taglio aste in c.a.

12. Verifiche dei meccanismi locali di collasso

- 12.1 Individuazione delle fasce murarie
- 12.2 Generazione dei cinematismi di collasso
- 12.3 Analisi dei cinematismi di collasso
- 12.4 Verifiche dei cinematismi di collasso
 - 12.4.1 Riepilogo delle verifiche effettuate

12. Indicatori di rischio

1. PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli di verifica della vulnerabilità sismica eseguiti per l'immobile denominato Caserma_Reggio_Calabria sito in nel comune di Reggio di Calabria [RC].

Viene, a tal scopo, utilizzata una metodologia di calcolo basata su analisi statiche non lineari (*analisi push-over*) condotte sul modello globale dell'edificio in cui gli elementi strutturali vengono modellati in accordo alle più avanzate metodologie di analisi non-lineare. In particolare le pareti portanti in muratura vengono modellate mediante un approccio per macro-elementi e l'utilizzo di un modello teorico innovativo. Per i dettagli si rimanda al cap. 6 "*Criteri di Modellazione*" e al "*Documento di Validazione*" scaricabile dal sito www.3dmacro.it.

Tutte le verifiche vengono eseguite con il metodo degli Stati Limite, quindi applicando un approccio di tipo prestazionale. In particolare le verifiche vengono eseguite, in termini di capacità globale di spostamento del sistema, a partire dalle curve di capacità (*curve di push-over*) e dalla domanda sismica dedotta dagli spettri di normativa. Tutto in accordo con le procedure riportate nelle recenti norme antisismiche.

Tale procedura permette di determinare un parametro globale di *sicurezza* della struttura nei confronti dell'azione sismica per ciascuno stato limite considerato.

I calcoli sono stati eseguiti mediante il software di calcolo automatico *3DMacro*[®] di cui si riportano a seguire i dati principali.

Produttore	Gruppo Sismica s.r.l. Viale A. Doria 27, 95125 Catania Tel/Fax: 095-504749 info@grupposismica.it
Distributore	OmniaTest s.r.l. Via Nina da Messina 18, 98121 Messina Tel: 090-346309 info@omniatest.it
Versione	3.0(T2) 26-giu-15 step 01
Titolare licenza	Ing_Francesco_Nucera-102923H2g
Numero di licenza	000370
Documento di validazione scientifica	Scaricabile dal sito www.3dmacro.it

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- DM 14 Gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni" (Testo Unico 2008).
- Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni".
- UNI ENV 1991-1-1 28 Ottobre 1996 Eurocodice 1: "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture".
- UNI ENV 1992-1-1 27 Dicembre 1991 Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
- UNI ENV 1993-1-1 24 Aprile 1992 Eurocodice 3: "Progettazione delle strutture di acciaio".
- UNI ENV 1996-1-1 31 Marzo 1998 Eurocodice 6: "Progettazione delle strutture di muratura".
- UNI ENV 1998-1-1 1 Gennaio 2003 Eurocodice 8: "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture".
- Decreto 20 Novembre 1987: "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- CNR DT 200/2004: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Si tratta di un edificio esistente con struttura portante in muratura. L'edificio presenta 3 elevazioni e dimensione in pianta di circa 22.80 m per 14.25 m. La struttura risulta isolata poiché non è inserita all'interno di un aggregato di edifici.

Di seguito si riportano i parametri relativi alla classificazione sismica del sito di costruzione, la tipologia e classe dell'opera, la vita d'esercizio dell'opera e la classificazione morfologica e geologica del terreno di fondazione.

Zona sismica

Regione	Località	Coordinate geografiche		ag (10% in 50 anni)
		Latitudine	Longitudine	
Calabria	Reggio di Calabria [RC]	38° 5' 59" N	15° 38' 59" E	0.27

Tipologia struttura

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Vita nominale	Cu	Periodo di riferimento
Opera ordinaria	IV	50	2.00	100.00

Caratterizzazione suolo

Categoria suolo	Condizione topografica			
	Condizione	H _{pendio}	H _{edificio}	St
B	T1	-	-	1.00

Smorzamento

ξ	μ
5.00	1.00

4. MATERIALI

Per ciascuno dei materiali esistenti è stato determinato il livello di conoscenza sulla base delle ricognizioni visive, sondaggi, indagini strutturali nonché documentazione disponibile e indicazioni di normativa. Per ciascuno dei materiali di nuova realizzazione sono stati assegnati gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza.

Di seguito si riporta la lista sintetica di materiali impiegati, mentre per il dettaglio dei parametri meccanici considerati nel calcolo si rimanda ai tabulati:

Materiali di nuova realizzazione

Materiale	Nome	Commento	Coefficienti di sicurezza parziali	E MPa	G MPa	W kN/m ³
-	-	-	-	-	-	-

Materiali esistenti

Materiale	Nome	Commento	LC	E MPa	G MPa	W kN/m ³
Muratura	Muratura1	Materiale muratura	1	1200.00	400.00	18.00
Calcestruzzo	Calcestruzzo_PT	Materiale calcestruzzo	2	26438.00	11015.83	25.00
Calcestruzzo	Calcestruzzo_P1	Materiale calcestruzzo	2	24132.30	10055.13	25.00
Acciaio per c.a.	Acciaio_Travi_PT	Materiale acciaio	0	210000.00	87500.00	78.50
Acciaio per c.a.	Acciaio_Travi_P1	Materiale acciaio	0	210000.00	87500.00	78.50

5. AZIONI DI PROGETTO

Nel presente capitolo vengono riportate le azioni sollecitanti, divise per tipologia, considerate ai fini della verifica della struttura in oggetto. In particolare si distingue, coerentemente alle indicazioni di normativa, tra le azioni naturali e quelle antropiche.

5.1 Azioni antropiche

Tale categoria comprende tutte le azioni legate alle attività umane, in particolare vengono considerati tutti i carichi gravitazionali derivanti dai pesi propri degli elementi strutturali, dai pesi portati e dai sovraccarichi accidentali. I pesi propri (murature, elementi in c.a., ecc) vengono valutati in automatico dal programma mentre tutti gli altri vengono assegnati dall'utente in termini di valori caratteristici.

5.2 Azioni naturali

In questa categoria ricadono tutte le azioni che vengono generate da fenomeni naturali capaci di sollecitare in modo significativo la struttura: sisma, vento, neve, ecc.

5.2.1 Azione sismica

L'azione sismica viene valutata mediante gli spettri di normativa caratterizzati per ciascuno degli stati limite considerati. Nell'ambito della metodologia di analisi non-lineare tali spettri consentono di determinare la *domanda* di spostamento. La tabella sottostante riporta le caratterizzazione sismica del sito di costruzione:

- T_r : tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto;
- a_g : accelerazione massima al suolo con probabilità di superamento del 5% nel periodo di riferimento ai fini della verifica della struttura;
- η : coefficiente legato allo smorzamento;
- S : coefficiente di suolo;

T_B, T_C, T_D : periodi limite dei campi significativi dello spettro;

La tabella successiva riporta, per ciascun stato limite, le espressioni della componente orizzontale dello spettro di progetto elastico $S_e(T)$. La figura che segue riporta i grafici relativi agli spettri di progetto per ognuno degli stati limite considerati per la struttura in esame.

Tabella 5.1 Parametri spettrali di riferimento

Stato limite	T_r	microzonazione			η	S	T_B	T_C	T_D
		a_g/g	F_0^*	T_C^*					
				s		s	s	s	s
SLO	60.21	0.10	2.28	0.30	1.00	1.20	0.14	0.41	2.00
SLD	100.58	0.13	2.30	0.31	1.00	1.20	0.14	0.43	2.12
SLV	949.12	0.36	2.46	0.39	1.00	1.05	0.17	0.52	3.04

Stato limite	T_r	microzonazione			η	S	T_B	T_C	T_D
		a_z/g	F_0^*	T_C^*					
SLC	1949.57	0.47	2.50	0.43	1.00	1.00	0.19	0.56	3.48

$$(*) S = S_{\text{suolo}} * S_t \text{ (condizione topografica)}$$

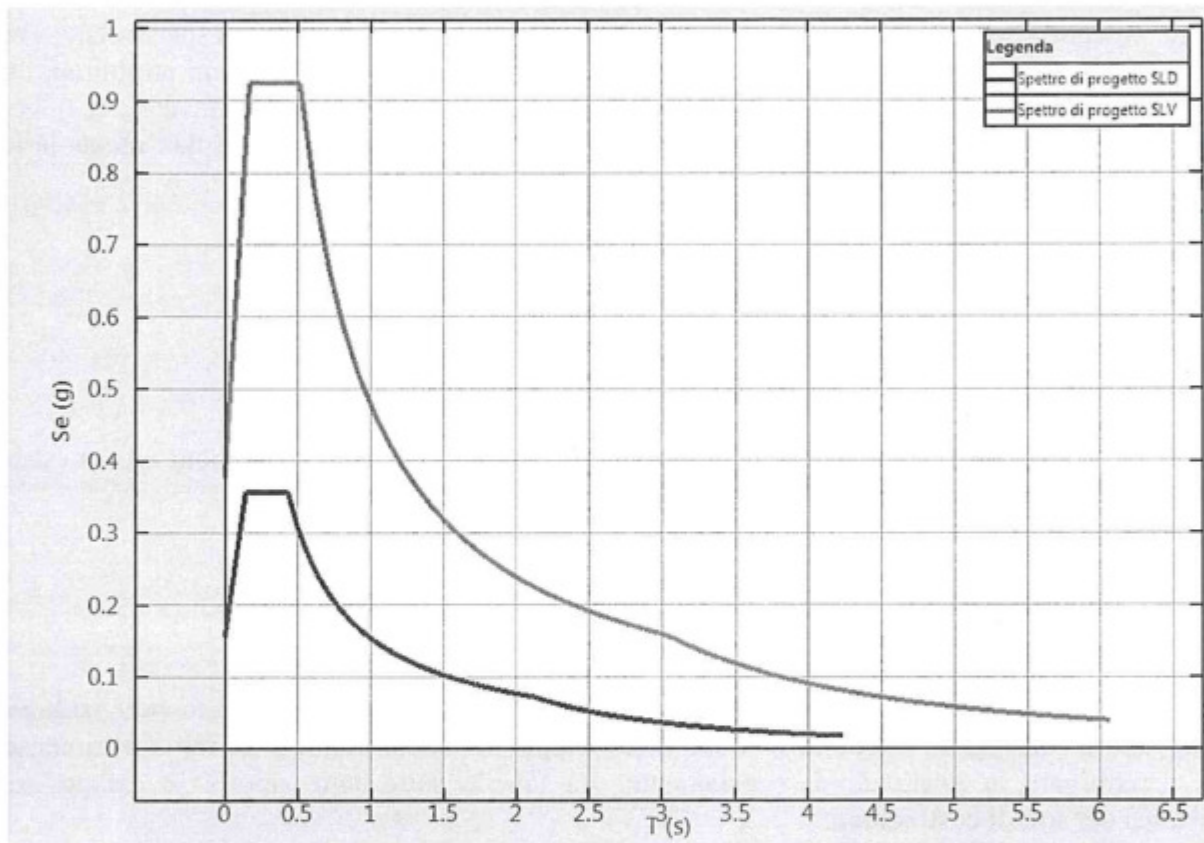
Spettri di progetto

$$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left[\frac{T}{T_s} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left(1 - \frac{T}{T_s} \right) \right] \quad T < T_B$$

$$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \quad T_B < T < T_C$$

$$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \frac{T_C}{T} \quad T_C < T < T_D$$

$$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \frac{T_C^2}{T^2} \quad T > T_D$$



Spettri di progetto adottati.

5.3 Condizioni di carico

Di seguito sono riportate le condizioni di carico utili per la definizione di tutte le combinazioni di carico utilizzate nelle analisi.

Condizioni di carico

Nome	Tipo	Favorevole	Sfavorevole	Principale
Gravity	Peso proprio		X	
Permanenti Strutturali	Carico permanente strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali	Carico permanente non strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali CD	Carico non strutturale compiutamente definito		X	

Nome	Tipo	Favorevole	Sfavorevole	Principale
Variabili	Carico variabile		X	X
Concentrati	Carico concentrato		X	
Vento	Vento		X	
Spinta delle terre			X	
Spostamenti			X	

5.2.2 Azione del vento

Nel seguito vengono proposte le tabelle riassuntive dei parametri necessari per la definizione della pressione del vento, nel rispetto della normativa vigente.

Zona	Classe di rugosità	Distanza dalla costa	Altitudine	Categoria
		km	m	
I	D	100.00	100.00	II

Pressione cinetica di riferimento

Vb0	Tr	α_r	Vb	qb
m/s			m/s	N/m
25.00	50.00	1.00	0.00	0.00

Pressione del vento

Quote	ce	Pressione del vento
m		N/m ²
10.30	0.00	0.00

5.2.3 Spinta delle terre

Nel seguito viene riportata la tabella riassuntiva dei parametri necessari per la definizione della spinta dei terrapieni sui maschi murari.

Nome	Peso specifico	ϕ	Quota base terrapieno	Quota sommità terrapieno	Quota falda	Sovraccarico
	Ns ² /m ⁴		m	m	m	N/m ²
Terra1	1700000.00	20.00	0.00	2.00	1.00	Non ancora implementata

5.4 Combinazioni di carico

5.4.1 Combinazioni di carico sismiche

L'azione sismica (E_d), relativa allo stato limite considerato, deve essere combinata con i valori caratteristici dei carichi permanenti e con i valori "quasi permanenti" dei carichi variabili. I

medesimi carichi gravitazionali devono essere considerati sia per la sovrapposizione degli effetti (sollecitazioni, spostamenti ,ecc) sia per il calcolo delle masse sismiche.

$$C_u = E_d + \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_i^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Coefficienti di combinazione sismica	
Categoria - Azione variabile	
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	$\psi_{2,s}$ 0.3
Categoria B Uffici	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

5.4.2 Combinazioni di carico non sismiche

Nell'ambito delle verifiche non sismiche si distingue tra verifiche di esercizio (SLE) e verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU).

Per ciascuna verifica i carichi vengono combinati secondo le prescrizioni di normativa:

- Combinazione Stati Limite Ultimi

$$C_u = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(i)} \cdot \gamma_G^{(i)} + Q_i^{(i)} \cdot \gamma_Q^{(i)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_i^{(i)} \cdot \gamma_Q^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

- Combinazioni Stati Limite di Esercizio

Combinazione rara

$$C_r = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(i)} + Q_i^{(i)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_i^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

Combinazione frequente

$$C_f = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(i)} + Q_i^{(i)} \cdot \psi_1^{(i)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_i^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Combinazione quasi permanente

$$C_p = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_i^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

dove :

G_k : valore caratteristico dei carichi permanenti

Q_k : valore caratteristico dei carichi variabili
 $Q_k^{(1)}$: carico variabile principale

I coefficienti ψ consentono di calcolare la quota del carico variabile in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento :

ψ_0 : *valore raro* - P. superamento < 10%
 ψ_1 : *valore frequente* - P. superamento > 10%
 ψ_2 : *quasi permanente* - P. superamento > 50%

La norma riporta tali coefficienti in relazione alla destinazione d'uso degli ambienti:

Coefficienti di combinazione carichi variabili

Categoria - Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
*Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Le seguenti tabelle riassumono le combinazioni di carico adottate nell'ambito delle diverse analisi non sismiche eseguite.

Combinazioni di carico non sismiche

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Vert (Combinazione sismica)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	-	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----
Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLE Rara (SLE - Rara)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----
Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLE Frequente (SLE - Frequente)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanent Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLE Quasi Permanente (SLE - Quasi Permanente)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU # 04-000 (SLU)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.50
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Vento	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	1.50

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU.GEO # 04-000 ()				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.30
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Vento	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	1.30

6. CRITERI DI MODELLAZIONE

Di seguito vengono riportati i principali aspetti legati alla modellazione in *3DMacro*. Alla base del software vi è un modello teorico non lineare innovativo, capace di modellare il comportamento fino a collasso della muratura nel proprio piano con un onere computazionale estremamente ridotto rispetto alle più generali modellazioni agli elementi finiti non-lineari.

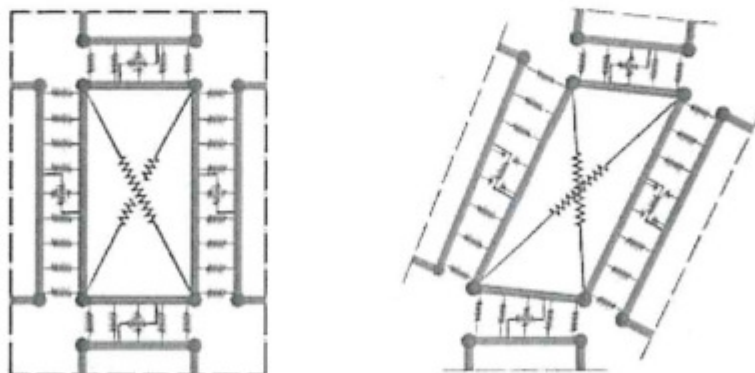
Tale modello può essere collocato nell'ambito dei cosiddetti macro-modelli essendo basato su una modellazione meccanica equivalente di una porzione finita di muratura concepita con l'obiettivo di cogliere i meccanismi di collasso nel piano tipici dei fabbricati murari.

Nel modellare l'edificio in esame sono state ritenute valide le seguenti ipotesi di base:

1. Le pareti agiscono solo nel proprio piano, viene invece trascurata la rigidezza e resistenza fuoripiano della muratura.
2. Le pareti interagiscono tra loro in corrispondenza degli impalcati mediante l'interposizione di cordoli di piano e diaframmi di collegamento.
- 3 Il grado di ammassamento tra le pareti e gli orizzontamenti e la rigidezza degli orizzontamenti stessi è sufficiente a garantire un comportamento *scatolare* ossia d'insieme della struttura nei confronti delle azioni sismiche.

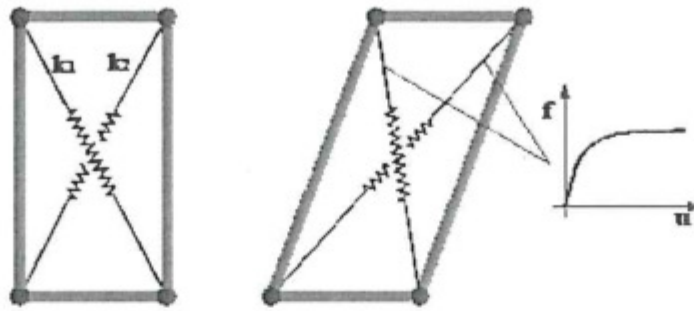
6.1 Pannelli e pareti murarie

I pannelli murari vengono modellati mediante un innovativo macro-elemento capace di modellare il comportamento nel piano della muratura cogliendo in modo distinto tutti i meccanismi di collasso: meccanismo di rottura flessionale (*rocking*), rottura a taglio per fessurazione diagonale e rottura a taglio per scorrimento. Si tratta di un modello meccanico equivalente costituito da un quadrilatero articolato i cui vertici sono collegati da molle diagonali non-lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione.



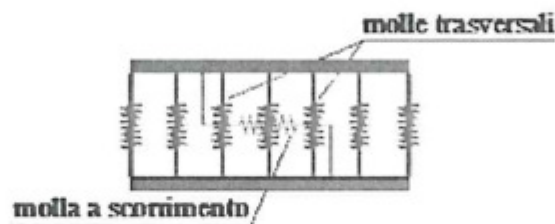
Interazione tra un pannello e gli elementi limitrofi mediante letti di molle.

Pertanto il modello si può pensare suddiviso in due elementi principali: un elemento pannello costituito dal quadrilatero articolato e da un elemento di interfaccia costituito da un insieme discreto di molle che stabiliscono il legame che caratterizza l'interazione non-lineare con i quadrilateri eventualmente adiacenti o con i supporti esterni.



Elemento pannello.

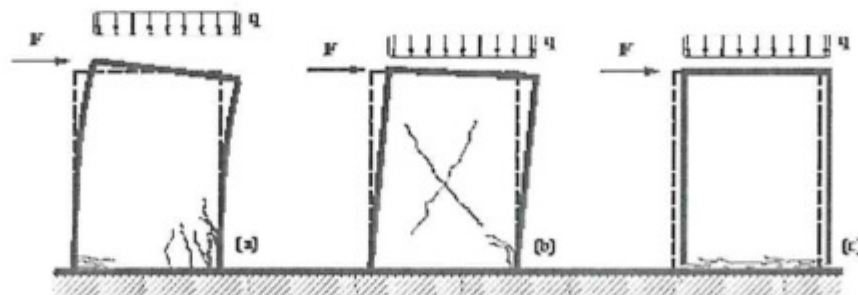
Le molle diagonali dell'elemento pannello hanno il compito di simulare la deformabilità a taglio della muratura rappresentata. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui.

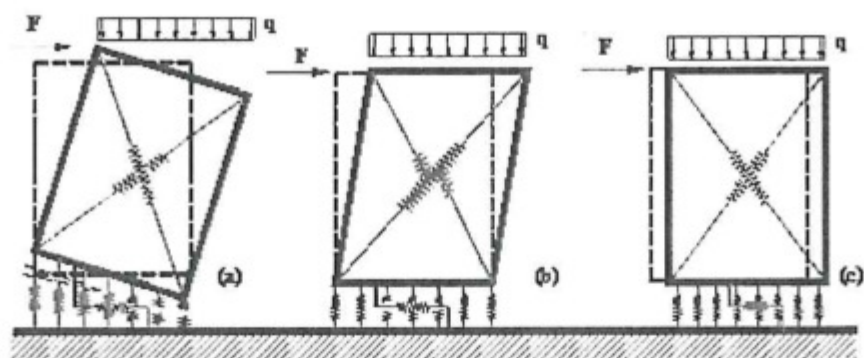


Elemento di interfaccia.

La figura seguente riporta uno schema meccanico relativo al comportamento piano dell'interfaccia, in esso si può osservare una fila di n molle flessionali (ortogonali all'interfaccia) e una molla longitudinale per la modellazione dello scorrimento nel piano. Il numero delle molle trasversali è arbitrario, esso viene scelto in base al grado di dettaglio che si intende raggiungere; è importante notare che all'aumentare del numero di molle non corrisponde un aumento del numero di gradi di libertà necessari alla descrizione della cinematica del sistema tuttavia aumenta l'onere computazionale associato alla non-linearità delle molle.

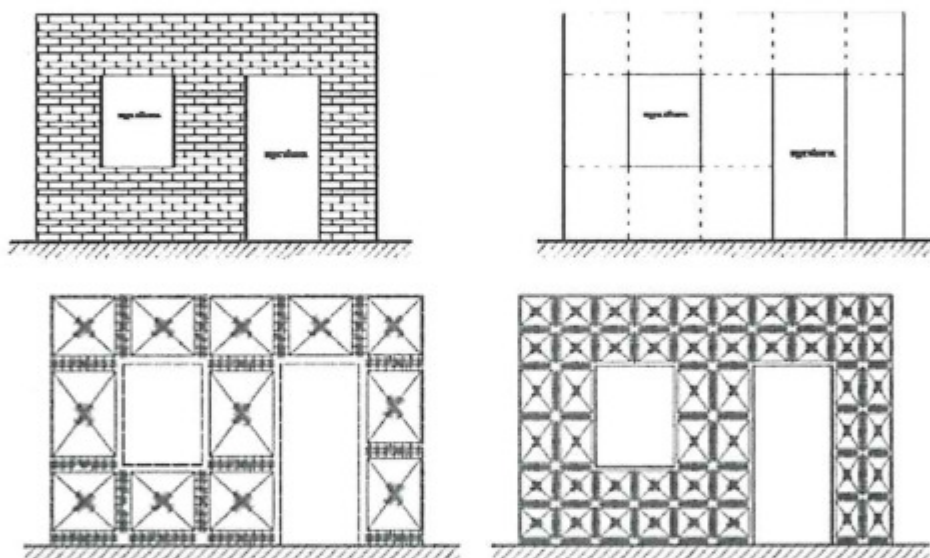
Come già accennato il modello consente di simulare, in modo distinto, tutti i principali meccanismi di collasso nel piano della muratura. In particolare le molle diagonali del pannello simulano il meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale, le molle trasversali delle interfacce simulano il meccanismo di fessurazione e schiacciamento flessionale ed infine la molla longitudinale simula il meccanismo di scorrimento.





Simulazione dei meccanismi di collasso: fessurazione flessionale (a), meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale (b) e per scorrimento (c).

Le pareti murarie vengono modellate mediante assemblaggio di più macro-elementi. Ciascun pannello murario, maschio o fascia di piano, può essere modellato con un singolo macro-elemento, oppure utilizzando una *mesh* più fitta di questi per descrivere meglio i meccanismi di danno.



Modellazione di una parete piana

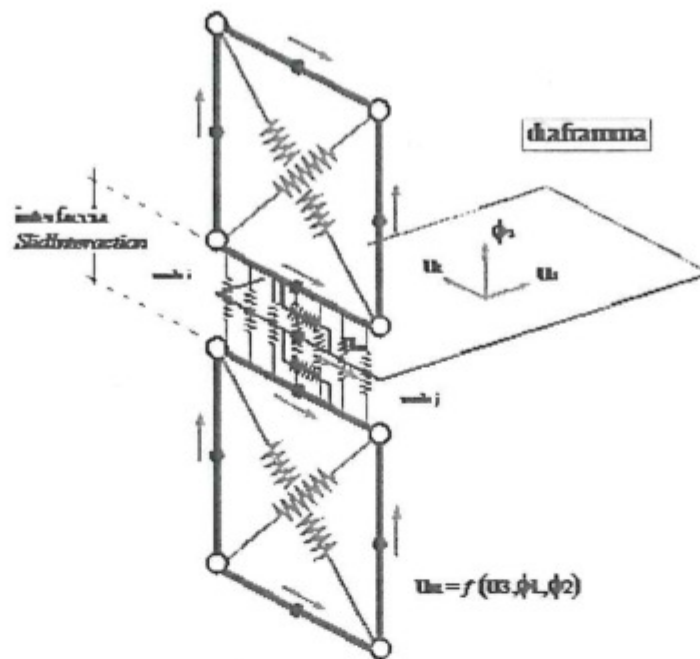
Come accennato all'inizio del paragrafo, ciascuna parete agisce unicamente nel proprio piano. Il comportamento 3D viene ottenuto mediante l'interazione tra gli elementi delle pareti e degli elementi di collegamento: diaframmi e cordoli di piano. I particolari di tali interazioni vengono illustrati nel seguito.

6.2 Interazione tra le pareti e i diaframmi di piano

La presenza degli impalcati viene simulata mediante diaframmi di collegamento, rigidi o deformabili nel proprio piano. In entrambi i casi, gli aspetti legati alla deformabilità flessionale del diaframma non vengono presi in considerazione.

L'interazione tra i diaframmi, siano essi rigidi o deformabili, e i pannelli delle pareti viene modellata introducendo, in corrispondenza dei lati dei pannelli a contatto con diaframmi, particolari elementi di interfaccia.

Tali interfacce vengono denominate *SlidInteraction* e prevedono due molle a scorrimento distinte; ciascuna di esse simula l'interazione a scorrimento tra un pannello e il diaframma.



Interazione pareti-diaframmi di piano

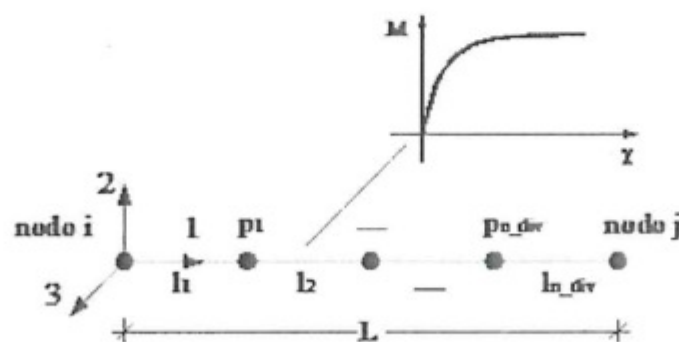
6.3 Interazione tra le pareti e cordoli o architravi

Gli elementi strutturali secondari come cordoli, architravi, travi e pilastri, vengono modellati attraverso elementi finiti non lineari di tipo monodimensionali (elementi asta o *frame*) a plasticità concentrata, la presenza di eventuali tiranti viene invece modellata mediante elementi reagenti solo allo sforzo assiale di trazione e non reagente a compressione tipo *truss*. A seconda del tipo di interazione che l'elemento finito scambia con la muratura, nel seguito si farà riferimento alla seguente distinzione:

frame libero: Si tratta di elementi esterni alla muratura che interagiscono con la muratura solo puntualmente (ad es. telai indipendenti, collegati alla struttura a livello di impalcato);

frame interagente (cordolo): In tal caso l'elemento si trova inserito all'interno di una parete muraria ed interagisce con essa per tutta la sua lunghezza sia flessionalmente che assialmente.

Il comportamento meccanico dei frame viene caratterizzato assegnando un legame momento/curvatura e un legame sforzo normale/allungamento specifico. Entrambi i legami possono essere non lineari.

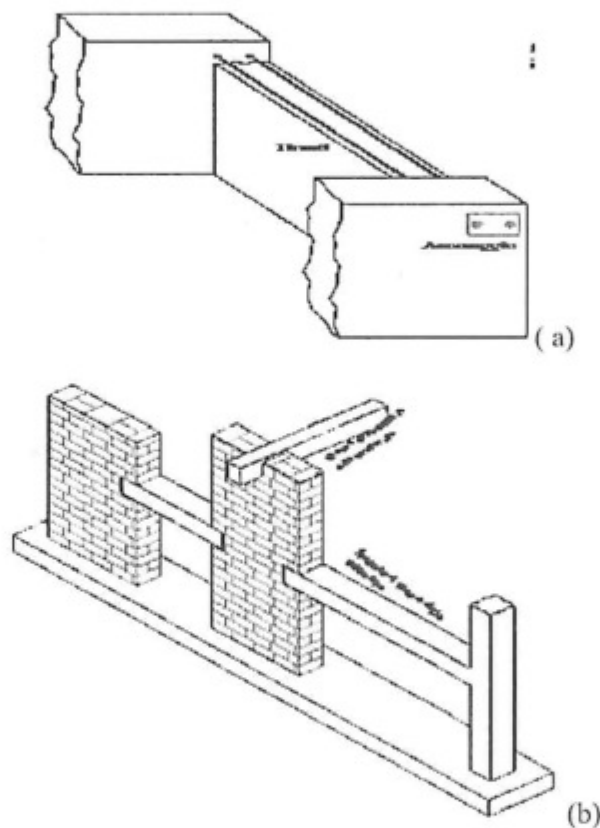


Schema meccanico elemento asta

Dal punto di vista flessionale, per cogliere le progressive plasticizzazioni dei frame e per consentire, nel caso di frame interagenti, l'interazione con la muratura, viene prevista la possibilità di suddividere il frame in un numero arbitrario di sottoelementi mediante l'introduzione di nodi intermedi.

L'aspetto più importante legato all'introduzione degli elementi frame non è tanto il comportamento proprio degli elementi quanto, invece, la modellazione dell'interazione tra questi e gli elementi murari.

Seguendo la classificazione fatta in precedenza, si hanno frame liberi e frame interagenti. I frame liberi, interagiscono con la muratura solo in corrispondenza degli estremi. Questi ultimi possono simulare elementi in calcestruzzo esterni alla muratura connessi con essa solo in modo puntuale oppure, molto più frequentemente, elementi quali tiranti o catene, che vengono ancorati in corrispondenza degli angoli di un edificio o in corrispondenza delle zone della parete in muratura interessate dalla presenza dei capi-chiave.

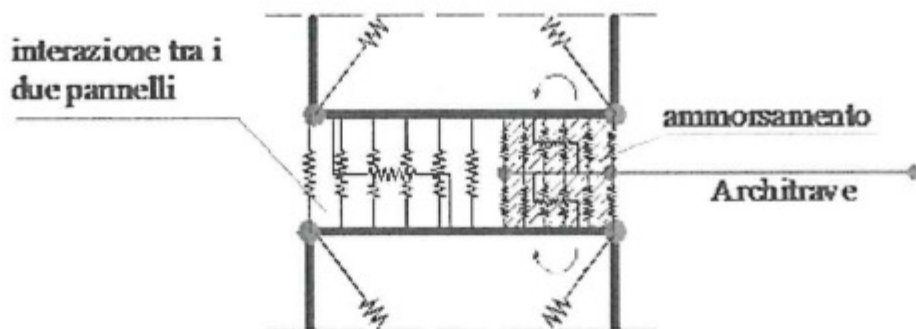


Esempi di frame non completamente inglobati nella muratura ma interagenti con essa: (a) inserimento di tiranti; (b) telai in c.a. collaboranti con la struttura muraria.

Un elemento frame può essere vincolato in corrispondenza di un vertice a un pannello murario mediante un vincolo interno, fisso o cedevole elasticamente, in tal caso potrà trasferire forze alla muratura ma non viene prevista la possibilità di trasferire coppie.

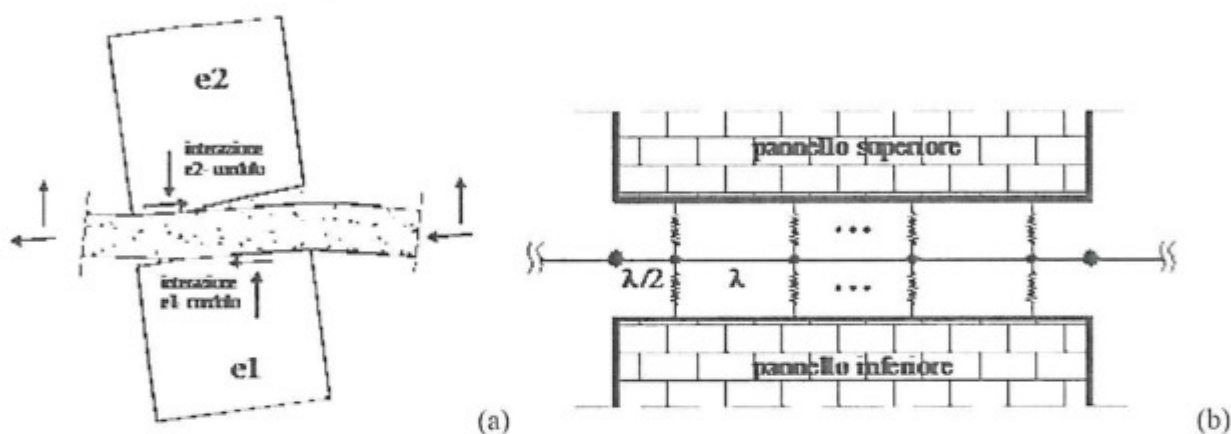
L'accoppiamento tra un frame e la muratura può avvenire per interposizione di molle non lineari che simulano la zona di ammassamento. In tal caso il grado di vincolo dipende dalla lunghezza della parte di elemento a contatto e varia durante l'evolversi dell'analisi.

Tale possibilità risulta molto utile per simulare fenomeni di sfilamento o di distacco come, ad esempio, per gli architravi, spesso dotati di esigue lunghezze di ancoraggio per cui il contributo del frame viene limitato fortemente dal collasso del vincolo.



Esempio di modellazione degli elementi architrave.

Si consideri adesso la situazione di un elemento strutturale totalmente inserito tra due pannelli murari e interagente con essi (ad esempio cordolo di piano). In questo il frame interagisce lungo tutto il suo sviluppo con la muratura, sia da un punto di vista flessionale che da un punto di vista assiale.

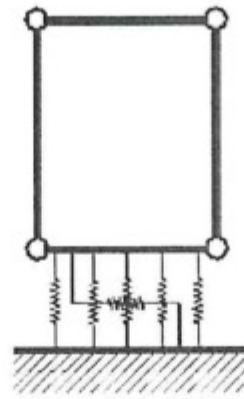


Schematizzazione dell'interazione tra due pannelli e un frame intermedio: comportamento reale (a) e modellazione (b).

Naturalmente il frame deve essere suddiviso in sottoelementi e tale suddivisione deve necessariamente essere coerente con la distribuzione delle molle di interfaccia.

6.4 Interazione con il suolo

L'interazione con il suolo è garantito da interfacce del tutto analoghe a quelle interposte tra i pannelli. La rigidezza delle molle trasversali viene tarata in modo da considerare la deformabilità della muratura e quella del terreno (terreno elastico alla Winkler).



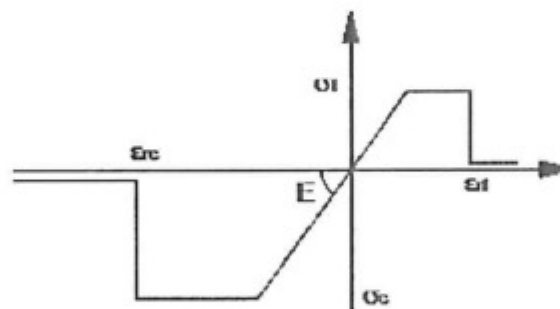
Interfaccia pannello - suolo

6.5 Legami costitutivi

Muratura: I tre aspetti fondamentali della muratura: flessione, taglio e scorrimento vengono modellati in modo indipendenti con legami costitutivi specifici.

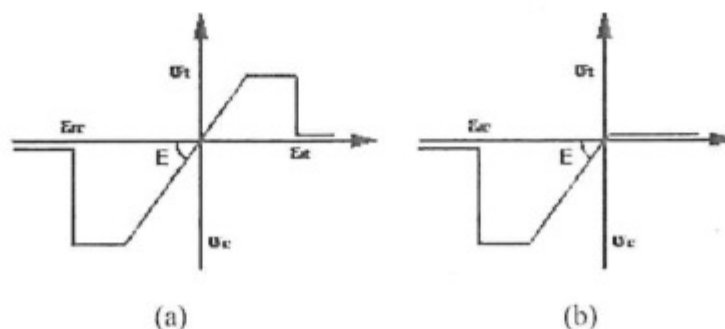
Il comportamento assiale flessionale della muratura, concentrato nelle molle trasversali di interfaccia, è di tipo elastico perfettamente plastico con limitazioni negli spostamenti sia a trazione che a compressione. Esso viene assegnato dall'utente attraverso i seguenti parametri:

- E : modulo di deformabilità normale;
- σ_t : resistenza a trazione;
- σ_c : resistenza a compressione;
- ε_t : deformazione ultima a trazione;
- ε_c : deformazione ultima a compressione;



Legame costitutivo a flessione della muratura.

Il comportamento è di tipo fessurante: nel caso in cui viene raggiunto il limite di rottura a compressione si ha la rottura definitiva della muratura. In caso di rottura a trazione il materiale perde la possibilità di resistere a successivi carichi a trazione (materiale fessurato), continua a potere resistere a compressione nel momento in cui viene ripristinato il contatto tra gli elementi.



Comportamento di tipo fessurante: (a) muratura integra; (b) muratura fessurata.

Il comportamento a taglio dei pannelli viene modellato mediante un legame elastico-plastico simmetrico a trazione e a compressione, superficie di snervamento alla Coulomb e limite nelle deformazioni.

I parametri caratterizzanti il legame sono :

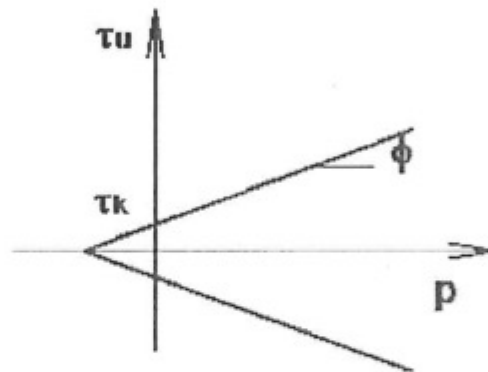
- G : modulo di deformabilità tangenziale;
- τ_k : resistenza a taglio in assenza di sforzo normale;
- ϕ : tangente dell'angolo di attrito interno;
- γ_u : scorrimento ultimo;

La resistenza ultima a taglio (T_u) è data dalla seguente relazione:

$$\tau_u = \tau_k + p\phi$$

$$T_u = \tau_u \cdot A$$

dove p rappresenta la compressione media agente sul pannello, A l'area trasversale. Il dominio di snervamento vien riportato in figura.



Dominio di snervamento a taglio di tipo alla Coulomb .

Il comportamento a scorrimento viene modellato mediante un legame rigido plastico con snervamento alla Coulomb caratterizzato da un valore di coesione (c) e angolo di attrito interno (μ).

Calcestruzzo e acciaio: Al fine di determinare il legame delle cerniere plastiche si fa riferimento a un legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed elastico perfettamente plastico per l'acciaio. Noto il legame momento curvatura per la sezione considerata, le cerniere plastiche avranno comportamento di tipo rigido plastico, con resistenza pari al momento ultimo della sezione.

7. METODOLOGIA DI ANALISI

Il calcolo della risposta della struttura viene eseguito mediante analisi statiche nonlineari di tipo incrementale, nelle quali il carico viene applicato per passi successivi. Alla fine di ciascun passo lo stato del modello viene aggiornato a seguito di eventi plastici (ossia del danneggiamento della struttura).

In particolare vengono eseguite delle analisi push-over che consistono nell'applicare una combinazione di carichi verticali e successivamente una distribuzione di carichi orizzontali, costante in forma e con intensità crescente fino al collasso della struttura.

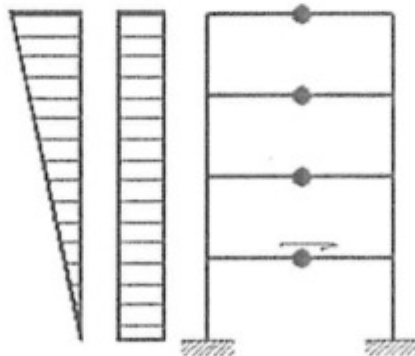
I risultati di tali analisi vengono riportati tramite appositi grafici (*curve di capacità*) che rappresenta lo spostamento di un punto rappresentativo della struttura (*punto di controllo*) in funzione del taglio alla base. Tali curve di capacità costituiscono la base per effettuare la stima di vulnerabilità sismica mediante l'utilizzo della procedura riportata nei capitoli successivi.

7.1 Procedura di analisi *Push - Over*

La fase di applicazione delle azioni orizzontali prevede due fasi distinte: una prima fase a controllo di forze in cui il vettore di carico viene applicato proporzionalmente ed in modo incrementale fino ad una condizione di singolarità della matrice di rigidezza, dovuta all'incapacità della struttura di sostenere ulteriori incrementi di carico; una successiva fase in cui alla struttura vengono imposti degli incrementi di spostamento in corrispondenza di particolari nodi della struttura (*punti di controllo*), a seguito dei quali viene valutata la resistenza residua all'aumentare del livello di deformazione.

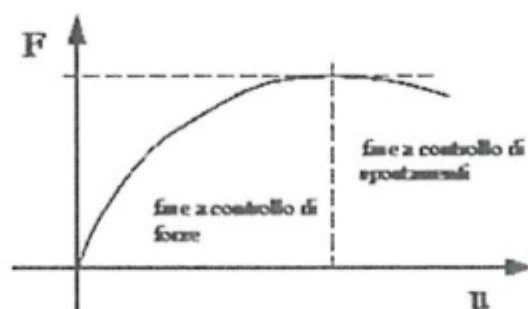
Nella fase a controllo di forze il vettore di carico (F) ha una forma prefissata, proporzionale alle masse o di tipo triangolare inversa, mentre viene incrementata a passi regolari la sua intensità.

$$dF = \lambda_{step} \cdot F_0$$



Distribuzioni di forze orizzontali.

La procedura di analisi a controllo di spostamento viene avviata quando la struttura non è più in grado di resistere ad ulteriori incrementi di carico, ciò comporta che la matrice di rigidezza del sistema non risulta più invertibile. In questa condizione ad ulteriori incrementi di spostamento nella struttura non corrispondono incrementi di resistenza, al contrario la struttura è caratterizzata da un progressivo decadimento di resistenza associato al susseguirsi di rotture e/o degradi di elementi strutturali che hanno raggiunto le loro riserve di duttilità o i limiti di resistenza.



Fasi di carico dell'analisi push-over.

La scelta dei punti di controllo viene effettuata in modo tale che siano rappresentativi della struttura. Ad esempio per gli edifici in cui sono riconoscibili livelli di piano i punti di controllo coincidono con i baricentri degli impalcati. La distribuzione di spostamenti imposti viene determinata dal programma in modo da amplificare la deformata registrata nell'ultimo passo della fase a controllo di forza, proporzionalmente all'incremento di spostamenti relativo all'ultimo passo dell'analisi a controllo di forze.

Uno dei punti a spostamento imposto viene considerato come punto "target" e il suo spostamento verrà monitorato durante l'analisi in modo da determinare l'interruzione dell'analisi al raggiungimento di uno spostamento limite imposto.

7.2 La matrice di rigidezza della struttura

All'inizio di ogni analisi vengono costruite tutte le matrici di rigidezza elementari degli elementi. Successivamente viene costruita per assemblaggio la matrice globale della struttura (K).

Alla fine di ogni passo di carico è necessario aggiornare la matrice di rigidezza globale relativamente agli elementi che hanno subito eventi plastici. In tal caso si parla di matrice di rigidezza *correnteo tangente*.

7.3 Algoritmo di risoluzione nel passo

Ad ogni passo del processo incrementale il sistema è governato da un legame lineare :

$$dF = K - dU$$

dove:

dF rappresenta l'incremento delle forze esterne;

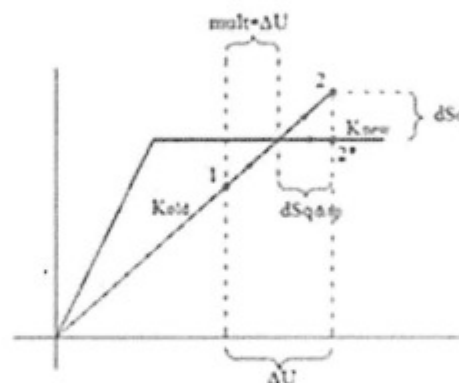
K la matrice corrente;

dU l'incremento di spostamenti nodali conseguenti al carico applicato.

La risoluzione di tale sistema lineare, a causa delle elevate dimensioni del problema, rappresenta l'onere maggiore di tutta la procedura numerica. Al fine di ridurre i tempi di elaborazione il problema viene affrontato eseguendo una fattorizzazione LU della matrice di rigidità, memorizzata in formato sparso, mediante l'utilizzo di algoritmi in forma chiusa. Successivamente il sistema viene risolto mediante il metodo della sostituzione inversa alla Gauss.

All'inizio di ogni passo di carico si tenta di attribuire l'intero incremento di carico (dF). Noto quindi il vettore degli spostamenti nodali (dU) e considerando il sistema con le caratteristiche elastiche congelate a inizio passo, è possibile determinare la deformata di tutti gli elementi, ciò permette di risalire all'incremento di "stato" (forza, spostamenti, ecc) subito dalle molle che costituiscono il modello discreto.

Alla fine del passo vengono registrate tutte le molle che hanno subito eventi plastici e il relativo errore (dS_q) commesso. Nella figura che segue, a titolo di esempio viene rappresentato l'incremento di stato di una generica molla elasto-plastica (che passa dallo stato iniziale 1 a quello finale 2). In questo caso l'evento plastico è rappresentato dal superamento del limite di snervamento della molla e l'errore viene calcolato come la differenza tra la forza della molla a fine passo e il suo limite di snervamento, normalizzato rispetto alla stessa forza di snervamento.



Errore dovuto allo snervamento di una molla elasto-plastica.

Nel caso in cui l'errore risulta maggiore della tolleranza il passo viene opportunamente ridotto in modo da fare rientrare l'errore all'interno della tolleranza fissata. Si procede quindi effettuando ulteriori sottopassi fino a quando viene applicato l'intero passo di carico.

La procedura appena descritta non richiede di iterare nel passo, garantisce quindi da possibili problemi di convergenza numerica conferendo notevole robustezza al solutore.

7.4 Ridistribuzioni

A seguito di una rottura fragile l'elemento viene rimosso dal modello e si procede alla redistribuzione delle forze cui risulta soggetto al resto della struttura.

La redistribuzione viene condotta mantenendo bloccati gli spostamenti imposti, indicando con u_R il vettore degli spostamenti mantenuti liberi, il legame costitutivo può essere espresso nella seguente forma:

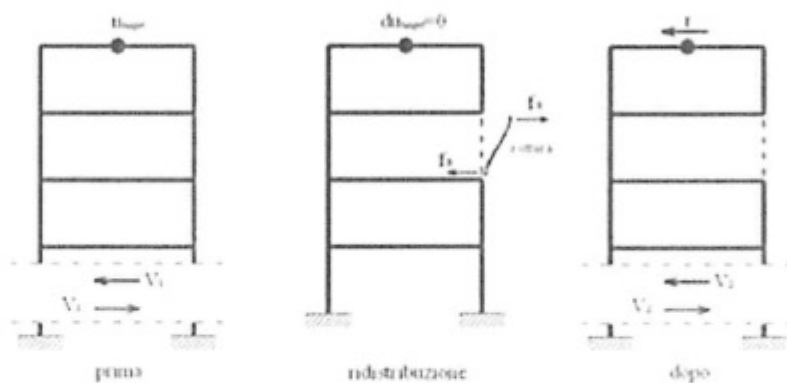
$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_x \\ r \end{bmatrix}$$

Dove il vettore f_x rappresenta le forze nodali esterne equivalenti alle forze elastiche interne cui risulta soggetto l'elemento che giunge a rottura, e il vettore r rappresenta le reazioni che si generano in corrispondenza dei gradi di libertà bloccati.

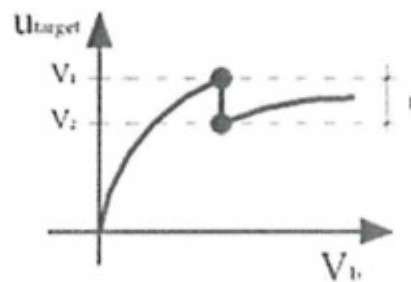
Risolvendo il sistema si ottiene:

$$\begin{cases} u_x = K_{11}^{-1} \cdot f_x \\ r = K_{22}^T \cdot u_x \end{cases}$$

Le reazioni vincolari r corrisponderanno alla perdita di resistenza della struttura durante la redistribuzione come illustrato nella rappresentazione che segue in cui viene bloccato solo lo spostamento di sommità della struttura.



Rottura di un elemento



Repentino calo del taglio alla base a seguito della rottura di un elemento strutturale.

7.5 Analisi Multi-modale

Nel presente paragrafo viene descritta una particolare procedura di analisi push-over la cui distribuzione di forze viene determinata a partire dai modi di vibrazione della struttura. In particolare il programma combina in automatico i principali modi, relativi alla direzione di carico, in modo da garantire la percentuale di massa partecipante richiesta. Tale tipologia di analisi consente di modificare, durante l'analisi, la forma della distribuzione del carico mediante l'utilizzo dei modi di vibrare della struttura danneggiata.

Parametri modali

Si considerino le seguenti grandezze modali:

- ϕ_i i-esimo modo di vibrare;
- m matrice di massa del sistema;
- $\Gamma_{X,i}$ Coefficiente di partecipazione modale in direzione X relativo al modo i-esimo;
- $\Gamma_{Y,i}$ Coefficiente di partecipazione modale in direzione Y relativo al modo i-esimo;
- $\Gamma_{Z,i}$ Coefficiente di partecipazione modale in direzione Z relativo al modo i-esimo;
- $M_{X,i}$ Massa partecipante in direzione X relativa al modo i-esimo;
- $M_{Y,i}$ Massa partecipante in direzione Y relativa al modo i-esimo;
- $M_{Z,i}$ Massa partecipante in direzione Z relativa al modo i-esimo;

Con :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Gamma_{i,x} = \frac{\phi_i^T \cdot m \cdot e_x}{\phi_i^T \cdot m \cdot \phi_i} \\ \Gamma_{i,y} = \frac{\phi_i^T \cdot m \cdot e_y}{\phi_i^T \cdot m \cdot \phi_i} \\ \Gamma_{i,z} = \frac{\phi_i^T \cdot m \cdot e_z}{\phi_i^T \cdot m \cdot \phi_i} \end{array} \right.$$

I vettori e_x, e_y, e_z rappresentano i vettori pseudo - statici: effettuando il prodotto righe-colonne tra la matrice m e ciascun vettore e , si ottiene il vettore di carico relativo a una accelerazione al suolo diretta lungo le direzioni X, Y o Z del sistema di riferimento assoluto.

$$\begin{cases} M_{i,x} = \sum_{i=1,n} (\Gamma_i \cdot m \cdot \phi_i) e_{x,i} \\ M_{i,y} = \sum_{i=1,n} (\Gamma_i \cdot m \cdot \phi_i) e_{y,i} \\ M_{i,z} = \sum_{i=1,n} (\Gamma_i \cdot m \cdot \phi_i) e_{z,i} \end{cases}$$

Nel caso di matrici di massa diagonali, indicando con m_i la massa associata al modo i -esimo e con $M^{(i)}$ la massa modale relativa allo stesso modo (contenuta al denominatore dell'espressione di Γ), si ha:

$$\begin{cases} M_{i,x} = \frac{1}{M^{(i)}} \left[\sum_{j=1,n} (m_j \cdot \phi_j^{(i)} \cdot e_{x,j}) \right]^2 \\ M_{i,y} = \frac{1}{M^{(i)}} \left[\sum_{j=1,n} (m_j \cdot \phi_j^{(i)} \cdot e_{y,j}) \right]^2 \\ M_{i,z} = \frac{1}{M^{(i)}} \left[\sum_{j=1,n} (m_j \cdot \phi_j^{(i)} \cdot e_{z,j}) \right]^2 \end{cases}$$

Determinazione della distribuzione del carico (f_0)

La procedura, di seguito riportata, consiste nel determinare la massima risposta relativa a ciascun modo. Con riferimento al modo i -esimo, il vettore della risposta modale massima ($u_{i,0}$) viene determinata mediante l'espressione:

$$u_{i,0} = \Gamma_i \cdot \phi_i \cdot D_i (T_i, \xi_i)$$

con :

$$\Gamma_i = \Gamma_{i,x} \cdot x_1 + \Gamma_{i,y} \cdot x_2 + \Gamma_{i,z} \cdot x_3$$

D_i = Spostamento spettrale funzione del periodo i -esimo (T_i) e del coefficiente di smorzamento (ξ_i);

La risposta massima (u_0) viene stimata combinando i massimi modali mediante la procedura SRSS o CQC (quest'ultima più indicata per strutture tridimensionali), in generale si ha:

$$u_0 = \sqrt{\sum_{i=1,N} \sum_{j=1,N} (\rho_{ij} u_{i,0} u_{j,0})}$$

$$\rho_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{se } i = j \\ 0 & \text{se } i \neq j \end{cases}$$

In particolare se si utilizza la procedura SRSS, si ha:

Dove N rappresenta il numero di modi, non necessariamente consecutivi, con le maggiori masse efficaci nella direzione che garantiscono la percentuale minima richiesta di massa partecipante nella direzione dell'analisi.

Noto u_0 , questo viene decomposto secondo una combinazione lineare di modi di vibrare:

$$u_0 = \sum_{i=1, N} z_i \cdot m \cdot \phi_i = \left[\frac{\phi_i^t u_0}{\phi_i^t m \phi_i} \right] \cdot m \cdot \phi_i$$

Il vettore di carico (f_0) viene ottenuto come combinazione lineare dei primi N vettori dell'espansione modale del carico, ciascuno moltiplicato per il coefficiente z:

$$f_0 = \sum_{i=1, N} z_i \cdot f_i = \sum_{i=1, N} z_i \left[\frac{\phi_i^t m e}{\phi_i^t m \phi_i} \cdot m \cdot \phi \right]$$

Modalità di analisi

L'analisi viene condotta in due fasi successive: fase a controllo di forze e fase a controllo di spostamenti. Nella fase a controllo di forze il vettore f_0 viene applicato mediante un processo incrementale per passi costanti. Non appena la matrice di rigidità diviene singolare ha inizio la fase a controllo di spostamenti, nella quale vengono applicato in campo di spostamenti coerente con le velocità di deformazione del sistema, registrato durante l'ultimo passo in corrispondenza dei punti di controllo; tale procedura potrà essere denominata a "velocità di deformazione costante".

Limitatamente alla fase a controllo di forze il vettore f_0 potrà essere aggiornato a intensità prefissate dell'azione sismica procedendo alla definizione di analisi in cascata, proporzionali a una combinazione di modi determinati a partire dalla struttura danneggiata corrispondente allo stato finale dell'analisi precedente.

8 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche vengono eseguite seguendo l'approccio agli Stati Limite, quindi un approccio di tipo prestazionale. Nell'ambito delle strutture in muratura soggette ad azioni sismiche si distinguono due stati limite, corrispondenti al raggiungimento di opportuni livelli di danneggiamento della struttura, questi possono essere definiti come segue :

Stato Limite di Danno Limitato (SLD): La struttura subisce danni lievi e perlopiù concentrati in corrispondenza delle parti non strutturali.

Stato Limite Di Danno Severo (SLU): La struttura subisce danni gravi anche alle parti strutturali ma non perde la capacità di sostenere i carichi verticali.

Ulteriori stati limite, diversi da quelli presi in considerazione per il comportamento sismico, vengono scelti dal committente in concerto con il progettista. A tal proposito si rimanda alla dichiarazione congiunta allegata alla presente relazione.

Il coefficiente di sicurezza dalla struttura nei confronti del sisma viene determinato in termini di spostamento. La verifica, eseguita secondo le prescrizioni contenute al punto C7.3.4.1 delle linee guida del TU 2008, consiste nel confrontare la capacità di spostamento dedotta dalla curva di capacità della struttura con la domanda di spostamento determinata mediante il passaggio a un sistema equivalente a un grado di libertà e l'utilizzo degli spettri di progetto.

8.1 Procedura di stima di vulnerabilità in termini di spostamento

La metodologia di verifica utilizzata consiste nel determinare la domanda di spostamento che un sisma di intensità corrispondente allo stato limite considerato richiede al sistema. Tale spostamento richiesto verrà quindi confrontato con lo spostamento effettivo del sistema, deducibile dalla curva *push-over*, al momento del raggiungimento del medesimo stato limite.

La struttura è in sicurezza al momento in cui la domanda di spostamento risulta inferiore alla possibilità di deformazione che la struttura possiede. Il coefficiente di sicurezza della struttura rispetto allo stato limite considerato è ottenuto dal rapporto tra la capacità di spostamento e lo spostamento richiesto.

- Calcolo della domanda di spostamento

Il calcolo della richiesta di spostamento, viene eseguito mediante l'utilizzo degli spettri elastici (di intensità corrispondente allo stato limite in esame) e considerando un sistema "ridotto" ad un grado di libertà, "equivalente" al sistema reale. Seguendo la procedura descritta al punto C7.3.4.1 delle linee guida del TU 2008.

La curva di capacità del sistema ridotto viene ottenuta scalando la curva di pushover del punto di controllo master, applicando un coefficiente di partecipazione, Γ , definito come segue:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2}$$

Dove :

m_i : massa associata alla i-esimo punto di controllo, che può essere identificata con la massa di una quota sismica quando il punto di controllo coincide con il baricentro di un impalcato;

ϕ : vettore rappresentativo del primo modo della struttura nella direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

Al sistema ridotto viene associata una massa equivalente (m^*) della struttura, definita come segue:

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i$$

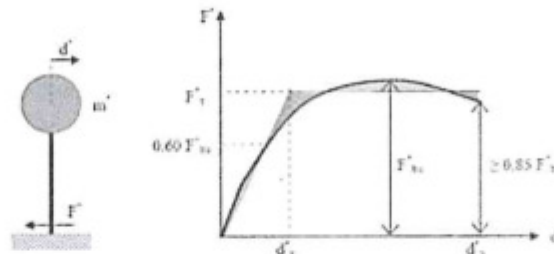
La curva del sistema ridotto viene semplificata secondo una bilatera equivalente caratterizzata da :

k^* : rigidità elastica

F_y^* : limite elastico

u_y^* , u_u^* : spostamento al limite elastico e ultimo

La rigidità della bilatera equivalente viene fissata pari alla rigidità secante alla curva del sistema ridotto in corrispondenza di un livello di forza pari al 60% del massimo. Il limite di snervamento viene quindi determinato imponendo l'equivalenza energetica tra i due sistemi.



Equivalenza energetica

Il periodo del sistema ridotto risulta :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Per strutture flessibili con $T^* \geq T_c$ lo spostamento massimo del sistema bilineare (d_{max}^*) può essere assunto pari al massimo spostamento di un sistema elastico equivalente ($d_{e,max}^*$). Tale parametro può essere desunto dallo spettro di progetto in termini di spostamento S_{Dv} :

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{Dv}(T^*)$$

Per strutture rigide ($T^* < T_c$) lo spostamento massimo del sistema non lineare viene amplificato rispetto a quello del sistema elastico equivalente utilizzando l'espressione :

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

con :

$$q^* = \frac{S_s(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

Lo spostamento del punto di controllo della struttura reale si ottiene :

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^*$$

- Calcolo della capacità di spostamento

Le capacità di spostamento della struttura per ciascuno stato limite vengono identificati, sulla curva di capacità come segue (C7.8.1.5.4 del Testo Unico 2008):

- Capacità di spostamento allo SLU (d_u): spostamento del punto di controllo corrispondente ad una riduzione della resistenza pari al 20% del massimo;

- Capacità di spostamento allo SLD (d_d): valore di spostamento del punto di controllo minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo tra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore dello 0.3% dell'altezza di piano.

Per ciascun stato limite viene definito un coefficiente di sicurezza come il rapporto tra la capacità di spostamento e la relativa domanda.