COMUNE DI TROINA

Provincia Regionale di Enna

REGIONE SICILIANA

PROVINCIA REGIONALE DI ENNA

SETTORE VI "PATRIMONIO IMMOBILIARE – EDILIZIA SCOLASTICA"

SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA

VERIFICHE SISMICHE DI CUI ALL'ORDINANZA P.C.M. 3274/2003 E SS.II.MM. - D.A. N°1372 DEL 28/12/2005 – D.M. 14/01/2008 – D.D.G. N. 445/2009 – DI ALCUNI EDIFICI SCOLASTICI E PATRIMONIALI DELLA PROVINCIA REGIONALE DI ENNA

ISTITUTO TECNICO COMMERCIALE E PER GEOMETRI "E. MAJORANA" TROINA

PERIZIA TECNICA CONSUNTIVA

Raggruppamento temporaneo tra professionisti

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vittorio Emanuele III 341
95032 Belpasso (CT)

Titolo progetto

Verifica dei livelli di sicurezza sismica

ai sensi dell'Ordinanza P.C.M. n° 3274/03 e s.m.i.
dell'Istituto Tecnico Commerciale e per Geometri
"E. Majorana" via Aldo Moro n.147, Troina - (EN)

Tavola
PTC 02

File
POSIZIONE 1315

RELAZIONE TECNICA DI VERIFICA DEI LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA

AGGIORNAMENTI

REV.	DATA	CAUSALE
09/2012	10/2012	PRIMA EMISSIONE

IL R.U.P.

Il presente documento è proprietà dei tecnici firmatari
E' vietata ogni riproduzione non autorizzata ai sensi di legge

PROVINCIA REGIONALE DI ENNA

SETTORE VI "PATRIMONIO IMMOBILIARE – EDILIZIA SCOLASTICA"

SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA

VERIFICHE SISMICHE DI CUI ALL'ORDINANZA P.C.M. 3274/2003 E SS.II.MM. – D.A. N°1372 DEL 28/12/2005 – D.M. 14/01/2008 – D.D.G. N. 445/2009 – DI ALCUNI EDIFICI SCOLASTICI E PATRIMONIALI DELLA PROVINCIA REGIONALE DI ENNA

ISTITUTO TECNICO COMMERCIALE E PER GEOMETRI "E. MAJORANA" TROINA

PERIZIA TECNICA CONSUNTIVA

PTC 02 – RELAZIONE TECNICA DI VERIFICA DEI LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA

SOMMARIO

INTRODUZIONE 7

1. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO 8

1.1. CORPI STRUTTURALI 8
1.2. DESCRIZIONE DELL'OPERA 8
1.2.1. Corpo originario 8
1.2.2. Ampliamento 9
1.3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE OGGETTO DI VERIFICA 11

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 13

2.1. AZIONI SULLE STRUTTURE 13
2.2. RIFERIMENTI TECNICI ESSENZIALI 13

3. MATERIALI 14

3.1. FATTORE DI CONFIDENZA 14

4. PARAMETRI MECCANICI A BASE DI CALCOLO 15

4.1. CALCESTRUZZO 15
4.2. ACCIAIO 15
4.3. TERRENO 15

5. ANALISI DEI CARICHI UNITARI 16

5.1. PESI PROPRI 16

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

5.2. SOVRACCARICHI VARIABILI 17
5.3. CARICHI UNITARI E COMBINAZIONI 19
5.3.1. Corpo Originario 19
Solaio interno in laterocemento (20+5 cm) 19
Solaio interno in laterocemento (26+4 cm) 20
Solaio sottotetto in laterocemento (12+4 cm) 21
Solaio copertura in laterocemento (12+4 cm) 22
Solaio copertura piana (16+4 cm) 23
Scala con soletta rampante (25 cm) 24
Tamponatura a cassa vuota (12+8 cm) 25
5.3.2. Ampliamento 26
Solaio interno in laterocemento (24+6 cm) 26
Solaio copertura in laterocemento (24+6 cm) 27
Sbalzo interno (25 cm) 28
Scala con soletta rampante (25 cm) 29
Tamponatura a cassa vuota (12+8 cm) 30

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA 31

6.1. GENERALITÀ 31
6.2. PILASTRI – CORPO ORIGINARIO 31
6.2.1. Pilastro centrale piano terra filo 53 – sez. 40x60 cm 32
6.2.2. Pilastro laterale piano terra filo 59 – sez. 40x60 cm 33
6.3. PILASTRI – AMPLIAMENTO 34
6.3.1. Pilastro centrale piano terra filo A14 – sez. 40x60 cm 35
6.3.2. Pilastro laterale piano terra filo A12 – sez. 30x80 cm 36
6.4. TRAVI – CORPO ORIGINARIO 37
6.4.1. Trave centrale fili 52–53 2° impalcato – sez. 40x80 cm 37
6.4.2. Trave laterale fili 20–21 2° impalcato – sez. 30x50 cm 38
6.5. TRAVI – AMPLIAMENTO 39
6.5.1. Trave centrale fili A12 – A13 2° impalcato – sez. 30x80 cm 40
6.5.2. Trave laterlae fili A16 – A17 2° impalcato – sez. 30x80 cm 41

7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA 43

7.1. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA 43
7.2. VITA NOMINALE 43
7.3. CLASSE D'USO 44
7.4. PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA 44
7.5. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA 44
7.6. STATI LIMITE PER LE VERIFICHE SISMICHE 45
7.7. SUOLO DI FONDAZIONE 46
7.8. SPETTRO ELASTICO 46

8. MECCANISMI RICORRENTI DI COLLASSO 50

8.1. SEZIONI RIDOTTE DEI PILASTRI E LUCI ELEVATE IN CAMPATA 50
8.2. SISTEMA RESISTENTE IN UN'UNICA DIREZIONE 50
8.3. NODI NON CONFINATI 51
8.4. REGOLARITÀ IN PIANTA ED IN ALTEZZA 52
8.5. PRESENZA DI PIANI SOFFICI 53
8.6. ELEMENTI STRUTTURALI TOZZI 53
8.7. COLLASSO DELLE TAMPONATURE 54
8.8. IL SISTEMA DI FONDAZIONE 54

9. PERICOLOSITA' SISMICA DEL TERRITORIO 55

9.1. LA SISMICITÀ IN SICILIA 55
9.2. I TERREMOTI PIÙ FORTI REGISTRATI IN SICILIA 57
9.3. PERICOLOSITÀ SISMICA DI TROINA 60

10. ANALISI DEI MODELLI STRUTTURALI 62

10.1. ECCENTRICITÀ DEL CENTRO DI MASSA E DI RIGIDEZZA 62
10.2. COMPORTAMENTI MODALI 63
10.3. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI 68

11. METODO DI ANALISI 75

11.1. ANALISI STATICA NON LINEARE 75
11.2. MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI DUTTILI 75
11.2.1. Stato limite di collasso (CO) 75
11.2.2. Stato limite di danno severo (DS) 76
11.2.3. Stato limite di danno limitato (DL) 76
11.3. MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI FRAGILI 77
11.3.1. Travi e pilastri sollecitati a taglio 77
11.3.2. Nodi trave–pilastro 77
11.4. CURVA DI CAPACITÀ 77
11.5. MODELLI DI CALCOLO 79

12. INDICI DI RISCHIO E SINTESI DEI RISULTATI 83

13. VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI 96

14. INTERFERENZE STRUTTURALI 100

15. QUADRI FESSURATIVI RILEVATI 101

16. ALLEGATI 104

BIBLIOGRAFIA E REFERENZE TECNICHE 105

AZIONI SULLE STRUTTURE E NORMA DI DETTAGLIO PER LA ZONA SISMICA 105
REFERENZE TECNICHE 105

INDICE DELLE FIGURE 107

INDICE DELLE TABELLE 109

RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLA VERIFICA SISMICA 111

SCHEDE PUSHOVER CORPO ORIGINARIO 113

SCHEDE PUSHOVER AMPLIAMENTO 131

INTRODUZIONE

La presente relazione descrive le modalità, i modelli strutturali e le specifiche impiegate per le verifiche tecniche finalizzate alla valutazione della sicurezza sismica dell'edificio che ospita l'Istituto Tecnico Commerciale "E. Majorana" di Troina (EN) di proprietà della Provincia Regionale di Enna.

Lo scopo principale della presente relazione è stabilire i livelli di sicurezza sismica dell'edificio nei confronti delle azioni di progetto previste dalle norme tecniche vigenti (D.M. 14/01/08); a tal fine la Circolare Cons. Sup. LL.PP. 617 del 19 febbraio 2009 e 'OPCM 3431/2005 forniscono le regole applicative.

Il progetto delle indagini ha consentito di acquisire un livello di conoscenza adeguata "LC2" attraverso una campagna di prove in sito ed in laboratorio sia di tipo distruttivo sia di tipo semidistruttivo o non distruttivo i cui risultati sono discussi nella PTC01 (*Relazione sulle indagini e sui materiali*).

Tale livello di conoscenza consente l'applicazione, in fase di modellazione, dell'analisi statica non lineare (pushover) per la determinazione della curva di capacità della struttura.

Figura 1 – Planivolumetrico dell'I.T.C. di Troina

1. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

1.1. Corpi strutturali

L'Istituto Tecnico Commerciale di Troina consta di tre corpi strutturali, realizzati in epoche diverse ed aventi differenti caratteristiche costruttive:

- un edificio, denominato Corpo originario, realizzato a seguito di un appalto concorso relativo alla costruzione di un edificio da destinare ad istituto tecnico commerciale nel Comune di Troina, il cui progetto è datato 26 ottobre 1978;
- un Ampliamento (Progetto per l'ampliamento e modifiche dell'edificio scolastico adibito a sede dell'Istituto Tecnico Commerciale di Troina) il cui progetto strutturale è redatto nel febbraio 1997;
- un'aula magna (Progetto per la realizzazione di un'aula magna da erigere presso l'Istituto Tecnico Commerciale di Troina) il cui progetto strutturale è redatto nell'anno 2000. (Per la recente realizzazione il corpo strutturale è escluso dalla verifica sismica)

1.2. Descrizione dell'opera

1.2.1. Corpo originario

L'immobile originario è un edificio a struttura intelaiata in cemento armato con pianta non regolare e sviluppo su tre elevazioni; la sua ubicazione in una zona acclive ha richiesto un adattamento della geometria strutturale alle condizioni morfologiche del sito attraverso una differenziazione dei piani di posa delle fondazioni e variazioni di quota interne al piano terra tra la zona dell'ingresso principale e la parte a valle (palestra). I solai sono latero–cementizi, le scale a soletta piena in c.a.

Figura 2 – Pianta piano terra (corpo originario)

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

1.2.2. Ampliamento

Le strutture del corpo denominato *Ampliamento* sono intelaiate in cemento armato, con solai latero–cementizi e scale a soletta piena. L'edificio è realizzato in aderenza al corpo originario sul prospetto nord, con un giunto strutturale di circa 10 cm.

Figura 3 – Pianta piano terra (ampliamento)

Figura 4 – Sezione longitudinale

Figura 5 – Sezione trasversale

1.3. Caratteristiche geometriche delle strutture oggetto di verifica

Le strutture oggetto della valutazione dei livelli di sicurezza sismica sono quelle che costituiscono il corpo originario e l'ampliamento.

Per quanto concerne la volumetria complessiva del corpo originario questa è ottenuta considerando le altezze effettive delle varie parti dell'immobile.

Parametro	Fondazioni	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
Zona aula magna (H=4.50m)	*370x1.20*	*370x4.50*	*945x3.30*	*805x3.30*
Zona palestra (H=5.70m)	*350x1.40*	*350x5.70*		
Zona atrio (H=3.30m)	*315x0.80*	*315x3.30*		
Superficie [m^2]	1035	1035	945	805
Volume [m^3]	1186	4700	3118	2656

Per quanto concerne la volumetria complessiva del corpo in ampliamento questa è ottenuta considerando le relative altezze di interpiano.

Parametro	Fondazioni	Calpestio	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
	185x1.50	*185x1.70*	*185x3.30*	*195x3.30*	*205x3.30*
Superficie [m^2]	1.85	1855	1855	195	205
Volume [m^3]	277	315	610	643	675

I dati metrici fondamentali che descrivono la geometria e la struttura dell'edificio del Corpo originario sono riportati nella Tabella 1.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche del corpo originario

Parametro	Unità	Corpo originario
Elevazioni interrate		–
Elevazioni fuori terra		3
Superficie solaio calpestio piano terra	m^2	–
Superficie primo impalcato	m^2	1035
Superficie secondo impalcato	m^2	945
Superficie terzo impalcato	m^2	805
Volume lordo (compreso fondazioni)	m^3	11660
Pilastri: numero al 1°, 2° e 3° ordine (numero totale di sezioni)		69/65/55 (12)
Setti e/o nuclei in c.a.		–
Travi: numero al 1°, 2° e 3° impalcato (numero totale di sezioni)		88/82/70 (11)

I dati metrici fondamentali che descrivono la geometria e la struttura dell'Ampliamento sono riportati nella Tabella 2.

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche dell'ampliamento

Parametro	Unità	Ampliamento
Elevazioni interrate		–
Elevazioni fuori terra		4
Superficie solaio calpestio piano terra	m^2	185
Superficie primo impalcato	m^2	185
Superficie secondo impalcato	m^2	195
Superficie terzo impalcato	m^2	205
Volume lordo (compreso fondazioni)	m^3	2520
Pilastri: numero al 1°, 2° e 3° ordine (numero totale di sezioni)		15 (3)
Setti e/o nuclei in c.a.		–
Travi: numero al 1°, 2° e 3° impalcato (numero totale di sezioni)		24/24/24 (4)

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1. Azioni sulle strutture

- **D.M. 14 gennaio 2008** – Norme tecniche per le costruzioni
- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617** – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

2.2. Riferimenti tecnici essenziali

- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n.3274 –** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 2 ottobre 2003 n.3316 –** Modifiche e integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 5 maggio 2005 n.3431**
- **UNI ENV 1992–1–1 Parte 1–1**:Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 206–1/2001** – Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- **UNI EN 1993–1–1** – Parte 1–1:Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998–1** – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- **UNI EN 1998–5** – Fondazioni ed opere di sostegno
- **Legge 5.11.1971 n. 1086** – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso e a struttura metallica.
- **Legge 2.02.1974 n. 64** – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

3. MATERIALI

3.1. Fattore di confidenza

A base di calcolo sono stati assunti i parametri ottenuti dalle prove sperimentali condotte sui materiali calcestruzzo e acciaio. Le resistenze sperimentali sono state ridotte mediante il Fattore di Confidenza FC. Avendo maturato un livello di conoscenza adeguata LC2 il fattore di confidenza da applicare ai valori medi delle resistenze dei materiali è:

FC = 1.20

Il fattore di confidenza FC serve:

- per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili.
- per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili.

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

4. PARAMETRI MECCANICI A BASE DI CALCOLO

Le verifiche di sicurezza delle strutture nei confronti dell'azione sismica attesa sono condotte con riferimento alle resistenze medie dei materiali ridotte per il fattore di confidenza. In particolare nelle formule relative alla capacità degli elementi strutturali ove ricorrono la resistenza cilindrica f_c del calcestruzzo e la resistenza di snervamento f_y dell'acciaio, tali valori si intendono come i valori medi ottenuti dalle indagini ridotti mediante il fattore di confidenza.
I parametri meccanici a base di calcolo sono riportati nelle successive tabelle:

4.1. Calcestruzzo

Tabella 3 – Valori a base di calcolo del calcestruzzo

Parametro	Simbolo	Fattore di confidenza FC	Coefficiente parziale	Corpo orig. Travi Pilastri [MPa]	Corpo orig. Fondazioni [MPa]	Ampliamento Travi Pilastri [MPa]	Ampliamento Fondazioni [MPa]
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	1,20	1,50	23,12	17,22	21,31	17,76
Modulo elastico	E_{cm}	–	–	28.289	25.895	27.605	26.136
Modulo elastico sezione fessurata pilastri	$E_{c,fesspil}$	–	–	19.802	18.126	19.323	18.272
Modulo elastico sezione fessurata travi	$E_{c,fesstr}$	–	–	14.144	12.947	13.802	13.068

4.2. Acciaio

Tabella 4 – Valori a base di calcolo per l'acciaio

Parametro	Simbolo	Fattore di confidenza FC	Coefficiente parziale	Corpo originario	Ampliamento
Tensione di snervamento	f_{ym} *[MPa]*	1,20	1,15	422	426
Tensione di rottura	f_{tm} [MPa]	1,20	1,15	643	520
Modulo elastico	E_s *[MPa]*	–	–	$2{,}06 \times 10^5$	$2{,}06 \times 10^5$
Allungamento a rottura	A_{rm} *[%]*	–	–	10,9	10,4

4.3. Terreno

- V_{S30} = 407,59 m/s
- Categoria di suolo B
- Condizioni non drenate
  - peso specifico γ = 22.00 kN m^{-3}
  - angolo d'attrito interno ϕ_u = 0.00 °
  - coesione c_u = 8.00 kPa
- Condizioni non drenate
  - peso specifico γ = 22.00 kN m^{-3}
  - angolo d'attrito interno ϕ_u = 23.00 °
  - coesione c_u = 0.00 kPa

Per ulteriori approfondimenti sui valori sopra riportati si rimanda alla relazione specialistica sui materiali (PTC 01).

5. ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Sulla scorta del rilievo effettuato degli elementi strutturali e non strutturali sono stati desunti i seguenti pesi impiegati nelle verifiche sismiche, concordemente a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008.

5.1. Pesi propri

I pesi degli elementi strutturali e non strutturali presenti nell'edificio sono stati tratti anche con l'ausilio della Tabella 3.1.I. del D.M. 14/01/2008 di seguito riportata (Tabella 5).

Tabella 5 – Peso unitario dei materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

5.2. Sovraccarichi variabili

I sovraccarichi variabili presenti nell'edificio sono stati desunti dalla Tabella 3.1.II. del D.M. 14/01/2008 (Tabella 6).

In particolare trattandosi di edificio scolastico, la norma prevede l'utilizzo del seguente sovraccarico:

- categoria C1 ..... 3,00 kNm^{-2}

Per le zone suscettibili di affollamento quali ballatoi e scale il sovraccarico è:

- categoria C2 ..... 4,00 $kN\ m^{-2}$

Per le coperture accessibili per sola manutenzione il sovraccarico è:

- categoria H ..... 0,50 $kN\ m^{-2}$

Tabella 6 – Sovraccarichi variabili di normativa

Categoria	*Azione variabile*	q_k $kN\ m^{-2}$	Q_k kN	H_k $kN\ m^{-1}$
A	Ambienti ad uso residenziale	2.00	2.00	1.00
B	Uffici			
	B1 – Uffici non aperti al pubblico	2.00	2.00	1.00
	B2 – Uffici aperti al pubblico	3.00	2.00	1.00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	C1 – Ospedali, caffè, ristoranti, banche, musei scuole	3.00	2.00	1.00
	C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4.00	4.00	2.00
	C3 – Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone (musei, sale per esposizione, stazioni, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti dello sport e relative tribune)	5.00	5.00	2.00
D	Ambienti ad uso commerciale			
	D1 – Negozi	4.00	4.00	2.00
	D2 – Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	5.00	5.00	2.00
E	Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti ad uso industriale			
	E1 – Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori	≥ 6.00	6.00	1.00
	E2 – Ambienti ad uso industriale	(da valutarsi caso per caso)		
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	2.50	2x10.0	1.00
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	(da valutarsi caso per caso)		
H	Coperture			
	H1 – Coperture non praticabili	0.50	1.20	1.00
	H2 – Coperture praticabili	(vedi cat. di appartenenza)		
	H3 – Coperture speciali (impianti, eliporti, altri)	(da valutarsi caso per caso)		

Per la combinazione dei carichi variabili con le altre azioni si considerano i coefficienti di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3. del D.M. 14.01.2008 e riportati in Tabella 7.

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione

Categoria	*Azione variabile*	y_0	y_1	$y_{,2}$
A	Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
B	Uffici	0.7	0.5	0.3
C	Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
D	Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
E	Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
H	Coperture	0.0	0.0	0.0
	Vento	0.6	0.2	0.0
	Neve (quota < 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
	Neve (quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
	Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

5.3. Carichi unitari e combinazioni

5.3.1. Corpo Originario

Solaio interno in laterocemento (20+5 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Caldana	0,05	1,00	1,00	25,00	1,25
Travetti	0,20	0,08	3,00	25,00	1,20
Pignatte	0,20	1,00	1,00	6,00	1,20
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***3,65***
Pavimento	0,01	1,00	1,00	18,00	0,18
Massetto	0,03	1,00	1,00	21,00	0,63
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,17***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,80***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.C1: Scuole*	***3,00***
				Neve ($q_{k,2}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	3,65	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,17	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,80	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria C)	$q_{k,1}$	3,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	$\Psi_{0,1}$	0,70	
Categoria C	$\Psi_{1,1}$	0,70	
	$\Psi_{2,1}$	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie	$\Psi_{0,2}$	0,00	
Azioni secondarie assenti	$\Psi_{1,2}$	0,00	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***11,97***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\,q_{k2}$	***8,62***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***7,72***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***7,42***	***kN m⁻²***

Solaio interno in laterocemento (26+4 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Caldana	0,04	1,00	1,00	25,00	1,00
Travetti	0,20	0,08	3,00	25,00	1,20
Pignatte	0,26	1,00	1,00	6,00	1,56
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***3,76***
Pavimento	0,01	1,00	1,00	18,00	0,18
Massetto	0,03	1,00	1,00	21,00	0,63
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,17***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,80***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.C1: Scuole*	***3,00***
				Neve ($q_{k,2}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	3,76	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,17	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,80	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria C)	$q_{k,1}$	3,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	$\Psi_{0,1}$	0,70	
Categoria C	$\Psi_{1,1}$	0,70	
	$\Psi_{2,1}$	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie	$\Psi_{0,2}$	0,00	
Azioni secondarie assenti	$\Psi_{1,2}$	0,00	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***12,11***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\,q_{k2}$	***8,73***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***7,83***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***7,53***	***kN m⁻²***

Solaio sottotetto in laterocemento (12+4 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Caldana	0,01	1,00	1,00	25,00	0,35
Travetti	0,12	0,08	3,00	25,00	0,72
Pignatte	0,20	1,00	1,00	6,00	1,20
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***2,27***
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***0,36***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,00***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.H: Coperture*	***0,00***
				Neve ($q_{k,2}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	2,27	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	0,36	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria H)	$q_{k,1}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario (Neve)	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	$\Psi_{0,1}$	0,00	
Categoria H	$\Psi_{1,1}$	0,00	
	$\Psi_{2,1}$	0,00	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie	$\Psi_{0,2}$	0,00	
Azioni secondarie assenti	$\Psi_{1,2}$	0,00	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***3,42***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\,q_{k2}$	***2,63***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***2,63***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***2,63***	***kN m⁻²***

Solaio copertura in laterocemento (12+4 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Caldana	0,01	1,00	1,00	25,00	0,35
Travetti	0,12	0,08	3,00	25,00	0,72
Pignatte	0,20	1,00	1,00	6,00	1,20
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***2,27***
Massetto pendenze	0,06	1,00	1,00	15,00	0,90
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,26***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,00***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.H: Coperture*	***0,50***
				Neve ($q_{k,2}$)	***2,62***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	2,27	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,26	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria H)	$q_{k,1}$	0,50	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario (Neve)	$q_{k,2}$	2,62	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	$\Psi_{0,1}$	0,00	
Categoria H	$\Psi_{1,1}$	0,00	
	$\Psi_{2,1}$	0,00	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie	$\Psi_{0,2}$	0,50	
Neve (as<1000)	$\Psi_{1,2}$	0,20	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***9,27***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\,q_{k2}$	***5,34***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***3,53***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***3,53***	***kN m⁻²***

Solaio copertura piana (16+4 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Caldana	0,04	1,00	1,00	25,00	1,00
Travetti	0,16	0,08	3,00	25,00	0,96
Pignatte	0,16	1,00	1,00	6,00	0,96
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***2,92***
Pavimento	0,01	1,00	1,00	18,00	0,18
Massetto	0,03	1,00	1,00	21,00	0,63
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,17***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,80***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.C1: Scuole*	***3,00***
				Neve ($q_{k,2}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	2,92	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,17	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,80	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria C)	$q_{k,1}$	3,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	$\Psi_{0,1}$	0,70	
Categoria C	$\Psi_{1,1}$	0,70	
	$\Psi_{2,1}$	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie	$\Psi_{0,2}$	0,00	
Azioni secondarie assenti	$\Psi_{1,2}$	0,00	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***11,02***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\,q_{k2}$	***7,89***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***6,99***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***6,69***	***kN m⁻²***

Scala con soletta rampante (25 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Soletta	0,25	1,00	1,00	25,00	6,25
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***6,25***
Marmo	0,02	1,00	1,00	21,00	0,42
Gradini	0,07	1,00	1,00	15,00	1,05
Intonaco	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,83***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,00***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.C2: Scale*	***4,00***
				Neve ($q_{k,2}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	6,25	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,83	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria C2)	$q_{k,1}$	4,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante *Categoria C*	$\Psi_{0,1}$	0,70	
	$\Psi_{1,1}$	0,70	
	$\Psi_{2,1}$	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie *azioni secondarie assenti*	$\Psi_{0,2}$	0,00	
	$\Psi_{1,2}$	0,00	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***16,50***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\, q_{k2}$	***12,08***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\, q_{k1}+\Psi_{2,2}\, q_{k2}$	***10,88***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\, q_{k1}+\Psi_{2,2}\, q_{k2}$	***10,48***	***kN m⁻²***

Tamponatura a cassa vuota (12+8 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Mattoni semiforati cm 12	0,12	1,00	1,00	8,00	0,96
Mattoni semiforati cm 8	0,08	1,00	1,00	10,00	0,80
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***1,76***
Intonaco	0,06	1,00	1,00	18,00	1,08
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,08***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	1,84	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,08	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale	$q_{k,1}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	$\Psi_{0,1}$	0,00	
–	$\Psi_{1,1}$	0,00	
	$\Psi_{2,1}$	0,00	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie	$\Psi_{0,2}$	0,00	
azioni secondarie assenti	$\Psi_{1,2}$	0,00	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***3,80***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\,q_{k2}$	***2,92***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***2,92***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***2,92***	***kN m⁻²***

5.3.2. Ampliamento

Solaio interno in laterocemento (24+6 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Caldana	0,06	1,00	1,00	25,00	1,50
Travetti	0,24	0,08	3,00	25,00	1,44
Pignatte	0,24	1,00	1,00	6,00	1,44
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***4,38***
Pavimento	0,01	1,00	1,00	18,00	0,18
Massetto	0,03	1,00	1,00	21,00	0,63
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,17***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,80***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.C1: Scuole*	***3,00***
				Neve ($q_{k,2}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	4,38	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,17	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,80	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria C)	$q_{k,1}$	3,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	$\Psi_{0,1}$	0,70	
Categoria C	$\Psi_{1,1}$	0,70	
	$\Psi_{2,1}$	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie	$\Psi_{0,2}$	0,00	
Azioni secondarie assenti	$\Psi_{1,2}$	0,00	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***12,92***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\,q_{k2}$	***9,35***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***8,45***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***8,15***	***kN m⁻²***

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

Solaio copertura in laterocemento (24+6 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Caldana	0,06	1,00	1,00	25,00	1,50
Travetti	0,24	0,08	3,00	25,00	1,44
Pignatte	0,24	1,00	1,00	6,00	1,44
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***4,38***
Massetto pendenze	0,06	1,00	1,00	15,00	0,90
Intonaco interno	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,26***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,00***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.C1: Scuole*	***0,50***
				Neve ($q_{k,2}$)	***2,62***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	4,38	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,26	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria H)	$q_{k,1}$	0,50	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	2,62	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante *Categoria H*	$\Psi_{0,1}$	0,00	
	$\Psi_{1,1}$	0,00	
	$\Psi_{2,1}$	0,00	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie *Neve (as<1000)*	$\Psi_{0,2}$	0,50	
	$\Psi_{1,2}$	0,20	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***12,01***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\,q_{k2}$	***7,45***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***5,64***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***5,64***	***kN m⁻²***

Sbalzo interno (25 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Soletta	0,22	1,00	1,00	25,00	5,50
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***5,50***
Pavimento	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
Massetto	0,04	1,00	1,00	21,00	0,84
Intonaco	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,56***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,00***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.H: Coperture*	***3,00***
				Neve ($q_{k,2}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	5,50	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,56	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria C2)	$q_{k,1}$	3,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$g_{g,1}$	1,30	
	$g_{g,2}$	1,50	
	$g_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante *Categoria H*	$y_{0,1}$	0,00	
	$y_{1,1}$	0,00	
	$y_{2,1}$	0,00	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie *Neve (as<1000)*	$y_{0,2}$	0,50	
	$y_{1,2}$	0,20	
	$y_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\, g_g + q_k\, g_q$	***13,68***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\, q_{k2}$	***10,06***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\, q_{k1}+\Psi_{2,2}\, q_{k2}$	***7,06***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\, q_{k1}+\Psi_{2,2}\, q_{k2}$	***7,06***	***kN m⁻²***

Scala con soletta rampante (25 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Soletta	0,25	1,00	1,00	25,00	6,25
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***6,25***
Marmo	0,02	1,00	1,00	21,00	0,42
Gradini	0,07	1,00	1,00	15,00	1,05
Intonaco	0,02	1,00	1,00	18,00	0,36
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,83***
				Incidenza tramezzi ($g_{k,2}$)	***0,00***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$) *Cat.C2: Scale*	***4,00***
				Neve ($q_{k,2}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	6,25	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,83	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale (Categoria C2)	$q_{k,1}$	4,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante *Categoria C*	$\Psi_{0,1}$	0,70	
	$\Psi_{1,1}$	0,70	
	$\Psi_{2,1}$	0,60	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie *azioni secondarie assenti*	$\Psi_{0,2}$	0,00	
	$\Psi_{1,2}$	0,00	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***16,50***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\, q_{k2}$	***12,08***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\, q_{k1}+\Psi_{2,2}\, q_{k2}$	***10,88***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\, q_{k1}+\Psi_{2,2}\, q_{k2}$	***10,48***	***kN m⁻²***

Tamponatura a cassa vuota (12+8 cm)

Carichi unitari

Descrizione	*Dimensioni/Quantità*			*Peso unitario*	*Carico*
	spessore	*larghezza*	*lunghezza*		
	[m]	*[m]*	*[m]*	*[kN/m³ – kN/m² –kN]*	*[kN/m²]*
Mattoni semiforati cm 12	0,12	1,00	1,00	8,00	0,96
Mattoni semiforati cm 8	0,08	1,00	1,00	10,00	0,80
				Peso proprio ($g_{k,1}$)	***1,76***
Intonaco	0,06	1,00	1,00	18,00	1,08
				Carichi permanenti ($g_{k,1}$)	***1,08***
				Sovraccarico ($q_{k,1}$)	***0,00***

Combinazione dei carichi unitari

Descrizione	*Simbolo*	*Valore*	
Peso proprio	$g_{k,1}$	1,84	*kN m⁻²*
Sovraccarico permanente (esclusi tramezzi)	$g_{k,1}$	1,08	*kN m⁻²*
Incidenza tramezzi	$g_{k,2}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile principale	$q_{k,1}$	0,00	*kN m⁻²*
Sovraccarico variabile secondario	$q_{k,2}$	0,00	*kN m⁻³*
Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU	$\gamma_{g,1}$	1,30	
	$\gamma_{g,2}$	1,50	
	$\gamma_{q,1}$	1,50	
Coefficienti di combinazione per l'azione variabile dominante	$\Psi_{0,1}$	0,00	
–	$\Psi_{1,1}$	0,00	
	$\Psi_{2,1}$	0,00	
Coefficienti di combinazione per azioni variabili secondarie	$\Psi_{0,2}$	0,00	
azioni secondarie assenti	$\Psi_{1,2}$	0,00	
	$\Psi_{2,2}$	0,00	
Valore di progetto del carico (SLU)	$g_d+q_d = g_k\gamma_g + q_k\gamma_q$	***3,80***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione rara	$g_{k1}+g_{k2}+q_{k1}+\Psi_{0,2}\,q_{k2}$	***2,92***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione frequente	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{1,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***2,92***	***kN m⁻²***
Valore di esercizio del carico – condizione quasi perm.	$g_{k1}+g_{k2}+\Psi_{2,1}\,q_{k1}+\Psi_{2,2}\,q_{k2}$	***2,92***	***kN m⁻²***

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

6.1. Generalità

Le indagini eseguite sugli elementi principali hanno consentito di ottenere una conoscenza approfondita delle sezioni geometriche, delle armature e dei dettagli costruttivi. Attraverso tale conoscenza, prima della valutazione della sicurezza sismica, è stata effettuata una valutazione della sicurezza nei confronti dei carichi verticali di travi e pilastri. In particolare lo stato di sollecitazione per carichi verticali agente sui pilastri è un dato importante per la valutazione della rigidezza fessurata da utilizzare secondo le indicazioni della FEMA 356.

6.2. Pilastri – corpo originario

Si considerano due tipologie di pilastri significativi: pilastri laterali e pilastri centrali.
Per il pilastro laterale è stato individuato il filo 59 alla base del piano terra, mentre per il pilastro centrale è stato scelto il filo 53 sempre alla base del piano terra.
I carichi sono computati secondo la combinazione (g_d+q_d) per verifiche allo SLU.

Figura 6 – Area di influenza dei pilastri verificati 1° impalcato

Figura 7 – Area di influenza dei pilastri verificati 3° e 4° impalcato

6.2.1. Pilastro centrale piano terra filo 53 – sez. 40x60 cm

carichi sul pilastro per il 4° impalcato (copertura a falde)

- solaio 44,82 m^2 x 9,27 kNm^{-2} ..... 396,94 kN
- cordolo (0,40x0,40x4,78) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 24,85 kN
- pilastro (0,40x0,40x1,05) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 5,46 kN

sommano (1) ..... *427,25 kN*

carichi sul pilastro per il 3° impalcato (sottotetto/secondo piano)

- solaio 42,68 m^2 x 3,42 kNm^{-2} ..... 145,97 kN
- trave (0,40x0,70x4,82) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 44,14 kN
- trave (0,40x0,80x5,00) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 52,00 kN
- trave (1,00x0,16x3,80) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 19,76 kN
- pilastro (0,40x0,40x3,00) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 15,60 kN

sommano (2) ..... *277,47 kN*

carichi sul pilastro per il 2° impalcato (piano primo)

- solaio 21,84 m^2 x 11,97 kNm^{-2} ..... 261,42 kN
- trave (0,40x0,70x4,82) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 44,14 kN
- trave (0,40x0,80x5,00) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 52,00 kN
- pilastro (0,40x0,50x3,00) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 19,50 kN

sommano (3) ..... *377,06 kN*

carichi sul pilastro per il 1° impalcato (piano terra)

- solaio 16,02 m^2 x 11,97 kNm^{-2} ..... 191,76 kN
- trave (0,30x0,70x1,57) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 10,71 kN
- trave (0,30x1,00x3,04) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 29,64 kN
- trave (1,50x0,25x5,00) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 60,94 kN
- pilastro (0,40x0,60x5,70) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 44,46 kN

sommano (4) ..... *337,51 kN*

sforzo normale sul pilastro

- *(1)* ..... 427,25 kN
- *(2)* ..... 277,47 kN
- *(3)* ..... 377,06 kN
- *(4)* ..... 337,51 kN

sommano totale ..... *1.419,29 kN*

Lo sforzo normale sollecitante sul pilastro è:

$$N_{Ed}=1.419,29 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale resistente del solo calcestruzzo è:

$$N_{Rd} = \frac{A_c \times f_{cm}}{FC \times \gamma_c} = \frac{0,4 \times 0,6 \times 23,12}{1,2 \times 1,5} \times 10^3 \text{kN} = 3.082,67 \text{kN}$$

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$

Il pilastro è verificato.

6.2.2. Pilastro laterale piano terra filo 59 – sez. 40x60 cm

carichi sul pilastro per il 4° impalcato (copertura a falde)

- solaio 17,96 m^2 x 9,27 kNm^{-2} ..... 166,49 kN

sommano (1) ..... *166,49 kN*

carichi sul pilastro per il 3° impalcato (sottotetto/secondo piano)

- solaio 17,10 m^2 x 3,42 kNm^{-2} ..... 58,48 kN
- trave (0,30x0,50x6,67) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 32,52 kN

sommano (2) ..... *91,00 kN*

carichi sul pilastro per il 2° impalcato (piano primo)

- solaio 34,50 m^2 x 11,97 kNm^{-2} ..... 412,97 kN
- trave (0,30x0,50x3,36) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 16,38 kN
- trave (0,40x1,00x5,00) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 65,00 kN
- tamponatura(2,50x6,60) m^2 x 3,80 kNm^{-2} ..... 62,70 kN
- pilastro (0,40x0,60x3,30) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 25,74 kN

sommano (3) ..... *582,79 kN*

carichi sul pilastro per il 1° impalcato (piano terra)

- solaio 11,26 m^2 x 11,97 kNm^{-2} ..... 134,78 kN
- trave (0,30x1,00x3,32) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 32,37 kN
- trave (1,50x0,25x5,00) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 60,94 kN
- tamponatura(2,50x3,32) m^2 x 3,80 kNm^{-2} ..... 31,54 kN
- pilastro (0,40x0,60x5,70) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 44,46 kN

sommano (4) ..... *304,09 kN*

sforzo normale sul pilastro

- *(1)* ..... 166,49 kN
- *(2)* ..... 91,00 kN
- *(3)* ..... 582,79 kN
- *(4)* ..... 304,09 kN

sommano totale ..... *1.144,37 kN*

Lo sforzo normale sollecitante sul pilastro è:

$$N_{Ed}=1.144,37 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale resistente del solo calcestruzzo è:

$$N_{Rd} = \frac{A_c \times f_{cm}}{FC \times \gamma_c} = \frac{0,4 \times 0,6 \times 23,12}{1,2 \times 1,5} \times 10^3 \text{kN} = 3.082,67 \text{kN}$$

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$

Il pilastro è verificato.

6.3. Pilastri – ampliamento

Si considerano due tipologie di pilastri significativi: pilastri laterali e pilastri centrali.

Per il pilastro laterale è stato individuato il filo A12 alla base del piano terra, mentre per il pilastro centrale è stato scelto il filo A14 sempre alla base del piano terra.

I carichi sono computati secondo la combinazione (g_d+q_d) per verifiche allo SLU.

Figura 8 – Area di influenza dei pilastri verificati; Ampliamento

6.3.1. Pilastro centrale piano terra filo A14 – sez. 40x60 cm

carichi sul pilastro per il 3° impalcato (copertura piana/secondo piano)

- solaio 11,28 m² x 12,01 kNm⁻² ..... 135,48 kN
- trave (0,30x0,65x6,50) m³ x 25,00 kNm⁻³ x 1,3 ..... 38,00 kN
- pilastro (0,40x0,60x3,30) m³ x 25,00 kNm⁻³ x 1,3 ..... 17,16 kN

sommano (1) ..... 190,64 kN

carichi sul pilastro per il 2° e 1° impalcato (primo piano e piano terra)

- solaio 6,33 m² x 12,92 kNm⁻² ..... 81,78 kN
- scala 4,95 m² x 16,50 kNm⁻² ..... 81,68 kN
- trave (0,30x0,65x6,50) m³ x 25,00 kNm⁻³ x 1,3 ..... 41,20 kN
- pilastro (0,40x0,60x3,30) m³ x 25,00 kNm⁻³ x 1,3 ..... 25,74 kN

sommano (2) e (3) ..... 230,40 kN

sforzo normale sul pilastro

- *(1)* ..... 190,64 kN
- *(2)* ..... 230,40 kN
- *(3)* ..... 230,40 kN

sommano totale ..... 651,44 kN

Lo sforzo normale sollecitante sul pilastro è:

N_{Ed}=651,44 kN

Lo sforzo normale resistente del solo calcestruzzo è:

$$N_{Rd} = \frac{A_c \times f_{cm}}{FC \times \gamma_c} = \frac{0,4 \times 0,6 \times 23,12}{1,2 \times 1,5} \times 10^3 kN = 3.082,67 kN$$

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$

Il pilastro è verificato.

6.3.2. Pilastro laterale piano terra filo A12 – sez. 30x80 cm

carichi sul pilastro per il 3° impalcato (copertura piana/secondo piano)

- solaio 19,80 m^2 x 12,01 kNm^{-2} ..... 237,80 kN
- trave (0,30x0,65x5,50) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 34,85 kN
- trave (0,30x0,80x3,10) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 24,18 kN
- pilastro (0,30x0,80x3,30) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 25,74 kN

sommano (1) ..... 330,15 kN

carichi sul pilastro per il 2° e 1° impalcato (primo piano e piano terra)

- solaio 19,80 m^2 x 12,92 kNm^{-2} ..... 255,82 kN
- trave (0,30x0,65x5,50) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 34,85 kN
- trave (0,30x0,80x3,10) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 24,18 kN
- pilastro (0,30x0,80x3,30) m^3 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 25,74 kN

sommano (2) e (3) ..... 340,59 kN

sforzo normale sul pilastro

- *(1)* ..... 330,15 kN
- *(2)* ..... 340,59 kN
- *(3)* ..... 340,59 kN

sommano totale ..... 1.011,33 kN

Lo sforzo normale sollecitante sul pilastro è:

N_{Ed}=1.011,33 kN

Lo sforzo normale resistente del solo calcestruzzo è:

$$N_{Rd} = \frac{A_c \times f_{cm}}{FC \times \gamma_c} = \frac{0,4 \times 0,6 \times 23,12}{1,2 \times 1,5} \times 10^3 kN = 3.082,67 kN$$

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$

Il pilastro è verificato.

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

6.4. Travi – corpo originario

Si considerano due tipologie di travi significative: travi laterali e travi centrali.

La trave centrale è stata individuata tra i fili 52 e 53 in corrispondenza del 2° impalcato, mentre la trave laterale è stata scelta tra i fili 10 e 19 del 2° impalcato.

I carichi sono computati secondo la combinazione (g_d+q_d) per verifiche allo SLU.

Figura 9 – Area di influenza delle travi verificate; Corpo originario

6.4.1. Trave centrale fili 52–53 2° impalcato – sez. 40x80 cm

- solaio 6,81 m x 11,97 kNm^{-2} ..... 81,52 kNm^{-1}
- trave 0,40 x 0,80 m^2 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 10,40 kNm^{-1}

sommano (g_d+q_d) ..... 91,92 kNm^{-1}

Figura 10 – Esecutivo trave 52–53 2° impalcato – Corpo originario

Il momento sollecitante massimo può essere stimato considerando lo schema di trave continua come:

$$M_{Ed} = \frac{(g_d + q_d) \times l^2}{12} = \frac{91{,}92 \times 10{,}00^2}{12} = 766{,}00 kNm$$

L'armatura della trave è inferiormente costituita da 12ϕ20. Il momento resistente dell'armatura inferiore è:

$$M_{Rd} = 932{,}00 kNm$$

Momento di calcolo	Momento resistente	M_{Ed}/M_{Rd}	Deformazioni		Asse neutro
			$\varepsilon_{s\ sup}$	$\varepsilon_{c\ inf}$	
M_{Ed} = 766,00 kNm	M_{Rd} = 932,00 kNm	0,82	0,0035	0,0085	x=22,5 cm

Il taglio sollecitante massimo all'appoggio può essere stimato considerando lo schema di trave continua come:

$$V_{Ed} \approx 0{,}55 \times (g_d + q_d) \times l \approx 0{,}55 \times 91{,}92 \times 10{,}00 \approx 505{,}56 kN$$

L'armatura a taglio in prossimità dell'appoggio disposta nella sezione è costituita da ϕ10/10 trascurando il notevole contributo dei ferri sagomati.

V_{Ed}	$V_{Rd1(senza\ armatura)}$	$V_{Rd2(schiacc.\ del\ puntone)}$	$V_{Rd3(staffe\ snervate)}$
505,56 kN	127,8 kN	565,2 kN	1036,0 kN

La trave è verificata.

6.4.2. Trave laterale fili 20–21 2° impalcato – sez. 30x50 cm

- solaio 2,48 m x 11,97 kNm^{-2} ..... 29,68 kNm^{-1}
- tamponatura 2,50 m x 3,80 kNm^{-2} ..... 9,50 kNm^{-1}
- trave 0,30 x 0,50 m^2 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 4,88 kNm^{-1}

  sommano (g_d+q_d) ..... 44,06 kNm^{-1}

Figura 11 – Esecutivo trave 20–21 2° impalcato; Corpo originario

Il momento sollecitante massimo in campata e all'appoggio può essere stimato considerando lo schema di trave continua come:

$$M_{Ed} = \frac{(g_d + q_d) \times l^2}{12} = \frac{44,06 \times 4,70^2}{12} = 81,17 kNm$$

L'armatura della trave è costituita inferiormente da 3ϕ14 e superiormente da 2ϕ10 e 3ϕ14. Il momento resistente dell'armatura minima è:

$$M_{Rd} = 88,00 kNm$$

Momento di calcolo	Momento resistente	M_{Ed}/M_{Rd}	Deformazioni		Asse neutro
			$\varepsilon_{s\ sup}$	$\varepsilon_{c\ inf}$	
M_{Ed} = 81,17 kNm	M_{Rd} = 88,00 kNm	0,92	0,0012	0,01	x=5,7 cm

Il taglio sollecitante massimo all'appoggio può essere stimato considerando lo schema di trave continua come:

$$V_{Ed} \approx 0,55 \times (g_d + q_d) \times l \approx 0,55 \times 44,06 \times 4,70 \approx 113,89 kN$$

L'armatura a taglio in prossimità dell'appoggio disposta nella sezione è costituita da ϕ10/10

V_{Ed}	$V_{Rd1(senza\ armatura)}$	$V_{Rd2(schiacc.\ del\ puntone)}$	$V_{Rd3(staffe\ snervate)}$
113,89 kN	60,4 kN	294,4 kN	474,3 kN

La trave è verificata.

6.5. Travi – ampliamento

Si considerano due tipologie di travi significative: travi laterali e travi centrali.
La trave centrale è stata individuata tra i fili A12 e A13 in corrispondenza del 2° impalcato, mentre la trave laterale è stata scelta tra i fili A16 e A17 del 2° impalcato.
I carichi sono computati secondo la combinazione (g_d+q_d) per verifiche allo SLU.

Figura 12 – Area di influenza delle travi verificate; Ampliamento

6.5.1. Trave centrale fili A12 – A13 2° impalcato – sez. 30x80 cm

- solaio 5,50 m x 12,92 kNm^{-2} ..... 71,06 kNm^{-1}
- trave 0,30 x 0,80 m^2 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 7,80 kNm^{-1}

sommano (g_d+q_d) ..... 78,86 kNm^{-1}

Figura 13 – Esecutivo trave 20–21 2° impalcato; Corpo originario

Il momento sollecitante massimo in campata e all'appoggio può essere stimato considerando lo schema di trave continua come:

$$M_{Ed} = \frac{(g_d + q_d) \times l^2}{12} = \frac{78,86 \times 6,20^2}{12} = 252,62 kNm$$

L'armatura della trave è costituita inferiormente da 5ϕ16 e superiormente da 6ϕ16. Il momento resistente dell'armatura minima è:

$$M_{Rd} = 237,95 kNm$$

Momento di calcolo	Momento resistente	M_{Ed}/M_{Rd}	Deformazioni		Asse neutro
			$\varepsilon_{s\ sup}$	$\varepsilon_{c\ inf}$	
M_{Ed} = 252,62 kNm	M_{Rd} = 263,11 kNm	0,96	0,0013	0,01	x=8,6 cm

Il taglio sollecitante massimo all'appoggio può essere stimato considerando lo schema di trave continua come:

$$V_{Ed} \approx 0,55 \times (g_d + q_d) \times l \approx 0,55 \times 75,94 \times 6,20 \approx 258,96 kN$$

L'armatura a taglio in prossimità dell'appoggio disposta nella sezione è costituita da staffe ϕ8/15 e 3+3 ϕ16 come ferri di parete

V_{Ed}	$V_{Rd1(senza\ armatura)}$	$V_{Rd2(schiacc.\ del\ puntone)}$	$V_{Rd3(staffe\ snervate)}$
258,96 kN	86,4 kN	881,5 kN	285,8 kN

La trave è verificata.

6.5.2. Trave laterlae fili A16 – A17 2° impalcato – sez. 30x80 cm

- solaio 2,75 m x 12,92 kNm^{-2} ..... 35,53 kNm^{-1}
- tamponatura 2,50 m x 3,80 kNm^{-2} ..... 9,50 kNm^{-1}
- trave 0,30 x 0,80 m^2 x 25,00 kNm^{-3} x 1,3 ..... 7,80 kNm^{-1}

sommano (g_d+q_d) ..... 52,83 kNm^{-1}

Figura 14 – Esecutivo trave 20–21 2° impalcato; Corpo originario

Il momento sollecitante massimo in campata e all'appoggio può essere stimato considerando lo schema di trave continua come:

$$M_{Ed} = \frac{(g_d + q_d) \times l^2}{12} = \frac{52,83 \times 6,20^2}{12} = 169,23 kNm$$

L'armatura della trave è costituita inferiormente da 4ϕ16 e superiormente da 4ϕ16. Il momento resistente dell'armatura minima è:

$$M_{Rd} = 211{,}60 kNm$$

Momento di calcolo	Momento resistente	M_{Ed}/M_{Rd}	Deformazioni		Asse neutro
			$\varepsilon_{s\ sup}$	$\varepsilon_{c\ inf}$	
M_{Ed} = 169,23 kNm	M_{Rd} = 211,60 kNm	0,80	0,0012	0,01	x=8,5 cm

Il taglio sollecitante massimo all'appoggio può essere stimato considerando lo schema di trave continua come:

$$V_{Ed} \approx 0{,}55 \times (g_d + q_d) \times l \approx 0{,}55 \times 52{,}83 \times 6{,}20 \approx 180{,}15 kN$$

L'armatura a taglio in prossimità dell'appoggio disposta nella sezione è costituita da staffe ϕ8/15 e 3+3 ϕ16 come ferri di parete

V_{Ed}	$V_{Rd1(senza\ armatura)}$	$V_{Rd2(schiacc.\ del\ puntone)}$	$V_{Rd3(staffe\ snervate)}$
180,15 kN	84,2 kN	881,5 kN	279,8 kN

La trave è verificata.

7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

7.1. Definizione dell'azione sismica

La valutazione della sicurezza sismica delle strutture è effettuata mediante il confronto tra la domanda e la capacità sia negli elementi duttili sia negli elementi/meccanismi fragili.

La domanda, ovvero l'azione sismica di progetto per un determinato stato limite, è commisurata all'importanza dell'opera in questione secondo i principi richiamati dal D.M. 14.01.2008 al § 3.2.3. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 14.01.2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R, come definito nel § 2.4 dello stesso decreto.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri spettrali per l'edificio in questione sono definiti sulla scorta dei valori forniti dall'Appendice B al D.M. 14/01/2008 relativi ad una griglia di lato 30 km rispetto ai quali è eseguita una interpolazione lineare.

7.2. Vita nominale

La vita nominale dell'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata in Tabella 8.

Tabella 8 – Vita nominale degli edifici

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per l'edificio in questione, trattandosi di edificio di caratteristiche ordinarie, si è assunto:

V_N = 50 anni

7.3. Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'edificio in questione, trattandosi di struttura scolastica si è assunto il coefficiente d'uso Cu:

$$C_U = 1{,}5 \text{ (Classe III)}$$

7.4. Periodo di riferimento dell'azione sismica

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

$$V_R = 75 \text{ anni}$$

7.5. Parametri di pericolosità sismica

Noto il periodo di riferimento per l'azione sismica su determinato ed nota l'esatta ubicazione dell'edificio rispetto alla griglia di valori prevista dal D.M. 14./01.2008 sono stati definiti i valori dei parametri di pericolosità sismica relativi ai diversi stati limite. Detti valori sono riportati di seguito Figura 15.

Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operativitá	45	0.057	2.468	0.274
Danno	75	0.071	2.453	0.291
Salvaguardia Vita	712	0.166	2.469	0.356
Prevenzione Collasso	1462	0.210	2.507	0.377

Figura 15 – Parametri di pericolosità sismica di base

7.6. Stati limite per le verifiche sismiche

Per la verifica di edifici esistenti il D.M. 14.01.2008 prevede che siano eseguite verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- **Stato Limite di salvaguardia della vita umana (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tabella 9.

Tabella 9 – Probabilità di superamento per gli stati limite

Stati limite	P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
SLO (o DO)	81 %
SLD (o DL)	63 %
SLU (o DS)	10 %
SLC (o CO)	5 %

Nella fattispecie, sono state condotte con riferimento prevalentemente allo Stato Limite di Salvaguardia, per quanto concerne gli stati limite ultimi, e allo Stato Limite di Operatività, per quanto concerne gli stati limite di esercizio.

7.7. Suolo di fondazione

Il terreno è classificabile come **suolo di tipo B** secondo quando previsto dal D.M. 14.01.2008 al paragrafo 3.2.2.; infatti trattasi di "Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

7.8. Spettro elastico

Noti il tipo di suolo ed i parametri del sito sono definiti tutti gli altri parametri correlati per la determinazione dello spettro elastico come di seguito richiamato.

$S_T = 1.40$ (categoria T4) $\quad S_S = 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}20$

$S = S_S \times S_T \qquad C_C = 1{,}10 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0{,}20}$

$T_B = T_C / 3 \qquad T_C = C_C \cdot T_C^* \qquad T_D = 4{,}0 \frac{a_g}{g} + 1{,}6$

Tabella 10 – Parametri per la definizione dello spettro elastico

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [–]	T_C^* [s]	C_c	S_s	S_t	S	T_b	T_c	T_d
SLO	45	0,057	2,468	0,274	1,425	1,200	1,400	1,680	0,130	0,390	2,163
SLD	75	0,071	2,453	0,291	1,408	1,200	1,400	1,680	0,137	0,410	2,297
SLV	712	0,166	2,469	0,356	1,352	1,200	1,400	1,680	0,160	0,481	3,239
SLC	1462	0,210	2,507	0,377	1,337	1,189	1,400	1,665	0,168	0,504	3,706

In Tabella 10 sono riportati i valori di tutti i parametri per la definizione univoca degli spettri elastici relativi agli stati limite di interesse. Gli spettri così determinati sono riportati nella sottostante Figura 16.

Figura 16 – Spettri elastici orizzontali

Figura 17 – Vista assonometrica modello (Nord–Est); corpo originario

Figura 18 – Vista assonometrica modello (Sud–Ovest); corpo originario

Figura 19 – Vista in pianta modello; corpo originario

Figura 20 – Vista assonometrica modello (Nord–Est); ampliamento

Figura 21 – Vista assonometrica modello (Sud–Ovest); ampliamento

Figura 22 – Vista in pianta modello; ampliamento

8. MECCANISMI RICORRENTI DI COLLASSO

Le tipologie di collasso di edifici soggetti ad azioni sismiche sono spesso ricorrenti; è quindi possibile individuare, sulla base delle esperienze passate, la vulnerabilità di alcuni elementi che causano la crisi strutturale in seguito ad eventi sismici. Tali elementi sono trattati singolarmente nei successivi paragrafi.

8.1. Sezioni ridotte dei pilastri e luci elevate in campata

L'azione sismica si manifesta con sollecitazioni più forti alla base dei pilastri dei primi ordini; questi, pertanto, devono avere dimensioni adeguate per evitare la formazione un meccanismi di piano (con cerniere di plasticizzazione alle estremità dei pilastri) caratterizzati da una ridotta duttilità strutturale. Il più auspicato collasso di tipo globale, con formazione di cerniere plastiche all'estremità delle travi, rende la struttura maggiormente duttile ovvero capace di assorbire maggiori deformazioni e sollecitazioni se sottoposta ad azioni sismiche.

Inoltre, la presenza di campate con grandi luci, determina tensioni normali elevate sulle sezioni resistenti dei pilastri. La quasi totalità della capacità dell'elemento strutturale è assorbita dai carichi statici, con limitate risorse per le azioni sismiche. E' facile constatare dall'analisi di un dominio di resistenza M–N come la duttilità (intesa come capacità di resistere ad azioni flettenti) decresce rapidamente all'aumentare del valore delle tensione media di compressione. Infatti un buon dimensionamento sismico dei pilastri, prevede una tensione normale media pari al 40%–50% della resistenza cilindrica del solo calcestruzzo. Un parametro dimensionale di riferimento per il comportamento sismico delle strutture è che la sezione dei pilastri sia maggiore o al più uguale a quella delle travi;

Figura 23 – Esempio collasso con pilastri sottodimensionati rispetto alle travi

8.2. Sistema resistente in un'unica direzione

La carenza di travi emergenti in una direzione della struttura, determina un sistema a telaio resistente unidirezionale. Per azioni sismiche agenti nella direzione delle travi a spessore, i pilastri sono soggetti a momenti flettenti più elevati per il ridotto contributo all'equilibrio nodale delle travi.

Il comportamento flessionale dei pilastri è assimilabile ad una "mensola" con elevate sollecitazioni alla base dei pilastri stessi.

Figura 24 – Esempio collasso con pilastri con comportamento a mensola

8.3. Nodi non confinati

L'esperienza di strutture sottoposte agli effetti di eventi sismici, conferma che una delle cause principali di crollo durante il sisma è costituita dalla rottura a taglio dei nodi trave–pilastro. Particolarmente a rischio sono i nodi perimetrali e d'angolo nei quali non vi è il contributo confinante delle travi sui quattro lati del nodo. Un dettaglio costruttivo impiegato nelle costruzioni antisismiche per contrastare la rottura della zona in esame, è quello di disporre delle staffe di confinamento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati (presenza delle travi sui quattro lati con larghezza pari ad almeno 3/4 della larghezza del pilastro). Deve quindi essere verificata la continuità delle staffe dei pilastri all'interno dei nodi. L'assenza di tale dettaglio costruttivo è spesso determinante nell'attivazione di meccanismi di collasso fragile dei nodi per bassi valori dell'azione sismica; questa debolezza strutturale è ulteriormente accentuata da valori di sollecitazione elevati su calcestruzzo e acciaio dovuti ai carichi di esercizio.

Figura 25 – Esempio collasso dei nodi

8.4. Regolarità in pianta ed in altezza

L'eccentricità fra il centro delle masse ed il centro delle rigidezze è causa di azioni torcenti sulla struttura che causano differenti spostamenti fra i nodi di un impalcato: la zona più distante dal centro di rigidezza, subisce degli spostamenti maggiori e, di conseguenza, necessita di una duttilità maggiore. E' rilevante individuare particolari elementi strutturali che possono incrementare le irregolarità in pianta e in altezza (scale a soletta rampante, vani ascensori, variazione di superfici di piano, ecc.)

Figura 26 – Esempio collasso con impalcato irregolare in pianta

8.5. Presenza di piani soffici

E' tipico di edifici con forti tamponature e tramezzature ad ogni piano tranne che ad uno; una situazione ricorrente che determina un'elevata variazione di rigidezza tra impalcati consecutivi.

Figura 27 – Esempio collasso per la presenza di piano soffice

8.6. Elementi strutturali tozzi

Particolare attenzione deve essere posta al rilievo degli elementi tozzi che spesso corrispondono ai pilastri del vano scala; questi, a causa della presenza del pianerottolo d'interpiano, sono caratterizzati una maggiore rigidezza rispetto ad elementi di pari sezione e tendono ad assorbire maggiori azioni taglianti per effetto dei carichi sismici e conseguenti crisi a taglio fragile.

Figura 28 – Esempio collasso elementi tozzi

8.7. Collasso delle tamponature

Un elemento particolarmente vulnerabile negli edifici esistenti sono le tamponature esterne non vincolate ai telai confinanti. L'assenza di vincoli è causa di collasso per il ribaltamento dei pannelli fuori dal piano (meccanismo di primo modo) per modesti valori di accelerazione sismica.

E' ricorrente ritrovare questa tipologia di danno nelle strutture esistenti che hanno subito forti sollecitazioni sismiche. Anche se il ribaltamento delle tamponature determina raramente il collasso dell'edificio, la massa attivata dal cinematismo è di elevato pericolo in presenza di vite umane. I collegamenti tra pannelli murari di tamponamento e cornice strutturale sono determinanti per evitare il crollo degli elementi non strutturali.

Figura 29 – Esempio collasso tamponature per ribaltamento

8.8. Il sistema di fondazione

Un elemento strutturale che invece raramente è causa di collasso delle strutture soggette ad azioni sismiche è il sistema di fondazione. La stessa Circolare n.617/2009 riconosce questa caratteristica costruttiva; il testo della norma al cap. C8A.5.11 cita: "Le informazioni ricavabili dalla storia della costruzione devono essere tenute nel dovuto conto ai fini della scelta degli interventi sulle fondazioni. È in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

x) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;

y) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;

z) gli stessi interventi non comportino modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;

aa) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

L'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post–sisma".

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

9. PERICOLOSITA' SISMICA DEL TERRITORIO

La pericolosità sismica viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PGA) di nostro interesse. Le prime considerazioni sulle caratteristiche sismiche del territorio italiano si possono rintracciare nei lavori a carattere sismologico di Bonito ("Terra tremante", 1691) o di Vivenzio ("Istoria dé tremuoti…", 1789). Ma è solo nel XIX secolo, con lo sviluppo delle scienze sismologiche che iniziano ad essere pubblicate ricerche sulle cause dei terremoti, sulla loro distribuzione geografica e le prime osservazioni sui diversi livelli di pericolo sismico del territorio. La diffusione degli strumenti sismici a partire dalla fine del XIX secolo e delle reti di monitoraggio nel XX secolo hanno dato l'impulso definitivo agli studi per la caratterizzazione sismica del territorio italiano. Negli ultimi 30 anni è emersa una maggiore richiesta di conoscenze del livello di pericolosità sismica da parte di Enti e amministrazioni locali, che ha favorito lo sviluppo di metodi di studio. Tali studi hanno condotto alla redazione di banche dati in cui si riportano tutti gli eventi sismici registrati con indicazioni sulla magnitudo del sisma e anche sul danno conseguito. E' evidente che le informazioni e i registri degli ultimi decenni riportano dati più accurati e approfondi.

9.1. La sismicità in Sicilia

I terremoti più significativi per il territorio della Sicilia avvengono: nel settore orientale, soggetto a forti deformazioni determinate dall'apertura del bacino Ionico; lungo la catena dei Nebrodi–Madonie–Monti di Palermo, che rappresentano il prolungamento della catena appenninica e quindi una porzione del corrugamento determinato dallo scontro tra zolla Africana ed Europea; nella zona del Belice; nelle aree a vulcanismo attivo dell'Etna e delle Isole Eolie. Terremoti di energia inferiore avvengono anche nel Mar Tirreno meridionale, nell'area delle isole Egadi e della fascia costiera occidentale, nel Canale di Sicilia.

Gli sciami sismici di natura vulcanica dovuti all'attività dell'Etna, nonostante abbiano una frequenza massima nel territorio, sono di entità minore rispetto a quelli tettonici per eventi con lunghi periodi di ritorno.

Una rappresentazione complessiva delle informazioni sugli effetti dei terremoti che nel passato hanno colpito il territorio è la carta delle massime intensità osservate nei comuni italiani (espressa secondo i gradi della scala MCS), che fornisce anche una prima immagine semplificata della pericolosità sismica (Figura 30).

La città di Troina è posizionata all'interno di un'area in cui la massima magnitudo raggiunta nella scala MCS è minore di 8,0. Nella storia sismica di Troina sono stati registrati eventi sismici medio forti.

La recente carta della sismicità in Italia illustra la distribuzione dei terremoti avvenuti tra il 1981 e il 2002.

Il numero di terremoti registrati in questi anni è particolarmente concentrato sul versante orientale dove si incontrano la faglia africana con quella europea. I numerosi studi esistenti in letteratura confermano infatti la convergenza fra Africa ed Europa. Proprio gli eventi sismici caratterizzati da un lungo periodo di ritorno e registrati su tale zona sono quelli più disastrosi che hanno colpito l'isola (Figura 31).

Dall'analisi della recente carta emerge la vicinanza epicentrale dei numerosi terremoti di origine vulcanica registrati negli ultimi recenti, seppur di modesta magnitudo.

Figura 30 – Carta delle massime intensità osservate nei comuni (1996)

Figura 31 – La sismicità recente: 1981–2002 [CSI, 2005]

9.2. I terremoti più forti registrati in Sicilia

Le fratture superficiali (nell'ordine di 5/15 km di profondità) della crosta terrestre sono chiamate faglie. In corrispondenza delle faglie superficiali si verifica un movimento relativo dei due blocchi di roccia lungo la superficie di separazione che provocano accumuli di energia rilasciati attraverso i terremoti i quali hanno una certa ripetitività e frequenza nelle medesime zone, quelle appunto sopracitate. Per la pericolosità sismica del territorio è quindi fondamentale conoscere la storia sismica della zona ed in particolare i terremoti più forti registrati nella zona di interesse.

A tal proposito si riportano di seguito delle schede con i più forti terremoti registrati in Sicilia dall'anno 1000 sino ad oggi, la loro ubicazione e intensità sismica.

Tabella 11 – Terremoti più forti registrati in Sicilia

Data	***Località epicentrale***	***Magnitudo (Mw)***	***Numero di morti***
4/2/1169	Sicilia orientale	6,41±0,34	15.000
10/12/1542	Siracusano	6,77±0,32	Alcune decine
10/03/1669	Nicolosi	4,84±0,26	–
9–11/1/1693	Sicilia orientale	7,41±0,15	60.000
1/9/1726	Palermo	5,58±0,72	250
10/03/1786	Sicilia nord–orientale	6,15±0,38	–
20/02/1818	Acireale	6,23±0,12	34
5/031823	Sicilia settentrionale	6,47±0,15	20
11/01/1848	Golfo di Catania	5,45±0,39	–
19/07/1965	Fondo Macchia	5,06±0,26	64
28/12/1908	Messina–Calabria mer.	7,10±0,15	120.000
15/01/1940	Golfo di Palermo	5,28±0,20	1
15/01/1968	Valle del Belice	6,33±0,13	370
16/01/1975	Stretto di Messina	5,20±0,09	–
15/04/1975	Golfo di Patti	6,06±0,09	–
5/051990	Sicilia sud–orientale	5,64±0,09	4

Terremoto del 4 febbraio 1169 07:--:--, Sicilia orientale
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 10, Imax 10]
Epicentro CPTI11 Mw 6.41 ±0.34
macrosismico Mw 6.41 ±0.34
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
DBMI11
Messina
Reggio C
Enna
Caltanissetta
Catania
Siracusa
Ragusa
Int.

Terremoto del 10 dicembre 1542 15:15:--, Siracusano
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 32, Imax 10]
Epicentro CPTI11 Mw 6.77 ±0.32
macrosismico Mw 6.77 ±0.32
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
DBMI11
Enna
Caltanissetta
Catania
HD
Siracusa
Ragusa
Int.

Terremoto del 10 marzo 1669 23:25:--, Nicolosi
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 18, Imax 9-10]
Epicentro CPTI11 Mw 4.84 ±0.26
macrosismico Mw 4.84 ±0.26
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
DBMI11
Messina
Reggio C
Enna
Caltanissetta
Catania
Siracusa
Ragusa
Int.

Terremoto del 11 gennaio 1693 13:30:--, Sicilia orientale
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 185, Imax 11]
Epicentro CPTI11 Mw 7.41 ±0.15
macrosismico Mw 7.41 ±0.15
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
DBMI11
Enna
Caltanissetta
Catania
Siracusa
Ragusa
Int.

Terremoto del 1 settembre 1726 21:55:--, Palermo
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 8, Imax 8-9]
Epicentro CPTI11 Mw 5.58 ±0.72
macrosismico Mw 5.58 ±0.72
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
DBMI11
Palermo
Trapani
Agrigento
Int.

Terremoto del 10 marzo 1786 14:10:--, Sicilia nord-orientale
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 10, Imax 9]
Epicentro CPTI11 Mw 6.15 ±0.38
macrosismico Mw 6.15 ±0.38
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
DBMI11
Messina
Reggio C
Enna
Caltanissetta
Catania
Int.

Terremoto del 20 febbraio 1818 18:15:--, Catanese
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 128, Imax 9-10]
Epicentro CPTI11 Mw 6.23 ±0.12
macrosismico Mw 6.23 ±0.12

Terremoto del 5 marzo 1823 16:37:--, Sicilia settentrionale
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 107, Imax 8-9]
Epicentro CPTI11 Mw 6.47 ±0.15
macrosismico Mw 6.47 ±0.15

Terremoto del 11 gennaio 1848 12:--:--, Golfo di Catania
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 41, Imax 8-9]
Epicentro CPTI11 Mw 5.45 ±0.39
macrosismico Mw 5.45 ±0.39

Terremoto del 19 luglio 1865 01:--:--, FONDO MACCHIA
Studio macrosismico Azzaro et al., 2000 [Np 32, Imax 9]
Epicentro CPTI11 Mw 5.06 ±0.26
macrosismico Mw 5.06 ±0.26

Terremoto del 28 dicembre 1908 04:20:24, Calabria meridionale-Messina
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 800, Imax 11]
Epicentro CPTI11 Mw 7.10 ±0.15
macrosismico Mw 7.06 ±0.09
strumentale Mw 7.10 ±0.15

Terremoto del 15 gennaio 1940 13:19:24, Golfo di Palermo
Studio macrosismico Guidoboni et al., 2007 [Np 60, Imax 8]
Epicentro CPTI11 Mw 5.28 ±0.20
macrosismico Mw 5.26 ±0.23
strumentale Mw 5.34 ±0.37

Dalle immagini precedenti non si rilevano terremoti di elevata magnitudo con epicentro a Troina; tuttavia l'area di interesse è vicina ad epicentri di forti terremoti registrati nella Sicilia nord–orientale.

9.3. Pericolosità sismica di Troina

La storia sismica osservata, e cioè l'insieme degli effetti di risentimento o danneggiamento effettivamente documentati per una determinata località, ci dice che caratteristiche ha la sismicità di quell'area.

La storia sismica osservata di Troina è molto ricca a partire dal terremoto con epicentro nella stessa città del 1643.

Gli eventi massimi osservati derivano dai forti terremoti accaduti in Sicilia di seguito elencati:

- 1693 epicentro Sicilia orientale;
- 1818 epicentro Catania;
- 1908 epicentro Messina–Calabria;
- 1967 epicentro Monti Nebrodi.

Numero di eventi: 16

Effetti		In occasione del terremoto del:				
I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw	
6-7	1643 07 17	TROINA	1	6-7	4.93	±0.34
8	1693 01 11 13:30	Sicilia orientale	185	11	7.41	±0.15
7	1818 02 20 18:15	Catanese	128	9-10	6.23	±0.12
4-5	1822 04 06	NICOSIA	7	5-6	4.46	±0.60
NF	1898 08 12	ROMETTA	69	6-7	4.89	±0.22
NF	1899 05 03 21:45	S. M. LICODIA	12	5-6	3.49	±0.26
7	1908 12 28 04:2	Calabria meridionale-Messina	800	11	7.10	±0.15
4	1925 03 08 15:46	Nicosia	19	6-7	4.80	±0.27
3	1959 12 23 09:29	PIANA DI CATANIA	108	6-7	5.29	±0.20
7	1967 10 31 21:0	Monti Nebrodi	60	8	5.46	±0.19
4	1977 06 05 13:5	MISTRETTA	108	6	4.72	±0.11
3	1990 12 13 00:2	Sicilia sud-orientale	304	7	5.64	±0.09
4-5	1992 04 06 13:0	Messinese	23	5	4.76	±0.09
3	1999 02 14 11:4	Patti	101		4.69	±0.09
4	2002 09 06 01:2	PALERMO	132		5.94	±0.09
NF	2005 11 03 09:1	Costa siciliana settetrion.	61	4-5	3.86	±0.22

Figura 32 – Storia sismica di Troina

10. ANALISI DEI MODELLI STRUTTURALI

10.1. Eccentricità del centro di massa e di rigidezza

Nel Corpo originario l'irregolarità geometrica non determina un'eccentricità elevata tra il centro di massa e il centro di rigidezza. I due centri sono inoltre disposti in posizione baricentrica con una distanza reciproca non superiore ad 2,94 m e corrispondente circa al 6% della dimensione massima in pianta dell'edificio. L'Ampliamento, anche se geometricamente compatto presenta un'eccentricità massima elevata. La posizione eccentrica e la rigidezza del corpo scala causano il decentramento del centro di rigidezza rispetto al centro di massa. La distanza fra i due centri raggiunge i 4,23 m corrispondente circa al 28% della massima dimensione in pianta dell'edificio.

Gli spostamenti causati dagli effetti torsionali non sono correlati soltanto alla distanza dei due centri, ma anche alla dimensione in pianta dell'edificio ovvero, gli elementi strutturali più distanti dal centro di rigidezza subiscono spostamenti torsionali maggiori. Pertanto, anche se l'eccentricità è maggiore nell'Ampliamento, le consistenti dimensioni del Corpo originario determinano spostamenti torsionali maggiori.

Tabella 12 – Eccentricità impalcati

	Impalcato	Eccentricità CM–CR		Vettore ecc.	Dimensione pianta		ecc./dimensione	
		X	Y	CM–CR	X	Y	X	Y
		[m]	*[m]*	*[m]*	*[m]*	*[m]*	*[%]*	*[%]*
Corpo originario	3°	2,92	0,38	2,94	47,22	26,60	6	1
	2°	0,21	0,48	0,52	54,10	26,60	0	2
	1°	1,41	0,55	1,51	54,10	30,50	3	2
Ampliamento	3°	2,88	1,92	3,46	14,20	13,33	20	14
	2°	3,95	1,51	4,23	14,20	13,33	28	11
	1°	3,70	0,28	3,71	14,20	13,33	26	2

Figura 33 – Eccentricità CM–CR; Corpo originario 3° impalcato

Figura 34 – Eccentricità CM–CR; Ampliamento 3° impalcato

10.2. Comportamenti modali

L'analisi del comportamento modale di una struttura consente di esprimere una prima valutazione sulla regolarità complessiva e sugli effetti torsionali che ne derivano.

I modi di oscillazione libera di una struttura si ottengono imponendo delle particolari deformate iniziali che mantengono la forma invariata durante l'oscillazione. Il numero di modi di oscillazione libera sono pari al numero gradi di libertà. Poiché ogni impalcato rigido ha 3 gradi di libertà allora un edificio ad n impalcati (piani) è dotato di 3 x n modi di oscillazione libera.

Figura 35 – Modi di oscillazione libera edificio doppiamente simmetrico

Attraverso la combinazione lineare di queste forme modali è possibile caratterizzare ogni deformata della struttura (rappresentatività della deformata sismica).

In generale in un edificio ciascun modo di vibrare implica contemporaneamente i 3 gradi di libertà dell'impalcato ossia le due traslazioni e la rotazione. Il comportamento ideale di un edificio regolare con impalcati rigidi e dotato di un doppio asse di simmetria assume delle particolari forme modali disaccoppiate fra loro, ovvero le 3 x n oscillazioni sono distribuite in n modi che comportano traslazione

pura in una direzione, n modi che comportano traslazione nella direzione ortogonale ed n modi che comportano solamente rotazione (modi disaccoppiati):

- traslazione lungo X (primo modo)

- traslazione lungo Y (secondo modo)

- rotazione (terzo modo)

Edifici privi di assi di simmetria e ancor più irregolari manifestano oscillazioni libere non disaccoppiate fra i vari modi e quindi le irregolarità presenti determinano moti torsionali che disturbano la struttura richiedendo spostamenti e sollecitazioni più gravose.

La irregolarità presente nel Corpo originario determina forme modali non disaccoppiate ovvero la contemporanea presenza sia delle due componenti traslazionali che di una rotazione nei piani degli impalcati. Gli spostamenti torsionali degli elementi più distanti dal centro di rigidezza sono quindi elevati. Il terzo modo di vibrare determina un'oscillazione in cui è predominante una traslazione lungo X.

Nell'Ampliamento anche se vi è una più elevata eccentricità fra il centro di massa e di rigidezza, la forma compatta della pianta consente forme modali che si avvicinano alle oscillazioni disaccoppiate. Le prime due forme modali determinano principalmente spostamenti traslazioni in due direzioni ortogonali, la terza forma modale è caratterizzata da uno spostamento rotazionale.

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

Figura 36 – 1° modo di vibrare; Corpo originario

Figura 37 – 2° modo di vibrare; Corpo originario

Figura 38 – 3° modo di vibrare; Corpo originario

Figura 39 – 1° modo di vibrare; Ampliamento

Figura 40 – 2° modo di vibrare; Ampliamento

Figura 41 – 3° modo di vibrare; Ampliamento

10.3. Diagrammi delle sollecitazioni

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni (*momento e taglio*) ricavate nei due corpi strutturali per la combinazione statica e per due combinazioni sismiche nelle due direzioni principali. I diagrammi delle sollecitazioni sismiche sono stati ottenuti mediante analisi modale (da Figura 42 a Figura 53).

Nel Corpo originario si rilevano, nella combinazione statica, i massimi momenti e tagli nella zona della palestra e nella zona dell'aula magna. In fondazione le grandi luci della palestra determinano anche elevate sollecitazioni. Le due combinazioni sismiche mostrano elevate sollecitazioni nella zona dell'aula magna: la notevole rigidezza dei pilastri in tale zona determina gli stati tensionali rilevati. Anche se inferiori rispetto all'aula magna, nella palestra sono presenti delle sollecitazioni importanti.

Nell'ampliamento i diagrammi sollecitanti hanno una distribuzione più omogenea e meglio distribuita in tutta la struttura. Nella combinazione statica si rilevano le massime sollecitazioni in fondazione.

.

Figura 42 – Combinazione statica diagrammi dei momenti; Corpo originario

Figura 43 – Combinazione statica diagrammi dei tagli; Corpo originario

Figura 44 – Combinazione sismica Fx diagrammi dei momenti; Corpo originario

Figura 45 – Combinazione sismica Fx diagrammi dei tagli; Corpo originario

Figura 46 – Combinazione sismica Fy diagrammi dei momenti; Corpo originario

Figura 47 – Combinazione sismica Fy diagrammi dei tagli; Corpo originario

Figura 48 – Combinazione statica diagrammi dei momenti; Ampliamento

Figura 49 – Combinazione statica diagrammi dei tagli; Ampliamento

Figura 50 – Combinazione sismica Fx diagrammi dei momenti; Ampliamento

Figura 51 – Combinazione sismica Fx diagrammi dei tagli; Ampliamento

Figura 52 – Combinazione sismica Fy diagrammi dei momenti; Ampliamento

Figura 53 – Combinazione sismica Fy diagrammi dei tagli; Ampliamento

11. METODO DI ANALISI

11.1. Analisi statica non lineare

La valutazione della risposta sismica dell'organismo strutturale è stata effettuata mediante l'analisi statica non lineare (*pushover*).

Tale analisi prevede l'applicazione incrementale di assegnate distribuzioni di forze (analisi non adattiva) allo schema strutturale sino al raggiungimento delle resistenza plastica in una sezione critica di travi o pilastri. Raggiunto tale valore in quella sezione non può aversi un incremento delle sollecitazioni che rimarranno costanti e pari al valore resistente; tale sezione sarà libera di ruotare sino all'eventuale raggiungimento del limite di rotazione previsto per lo stato limite in questione. Se non si verificano rotture delle cerniere plastiche che si formano nello schema le forze statiche possono crescere sino alla formazione di un meccanismo di collasso ottenuto mediante una distribuzione di cerniere plastiche tali da generare un cinematismo (labilità della struttura).

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili da utilizzare per le verifiche sono quelle derivanti dall'analisi strutturale.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi duttili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di deformazioni.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi fragili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili, dove questa sia confrontata con la domanda per la verifica di sicurezza come sopra indicato, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute dalle prove in sito, divise per i fattori di confidenza. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi *pushover* con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:
  - dall'analisi *pushover* del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base V_{bu};
  - si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente a tale taglio
  - se lo spostamento d_{max} relativo ad un dato SL è minore di d_{cu}, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{max}
  - se $d_{max} > d_{cu}$, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{cu}.

11.2. Modelli di capacità per la valutazione degli elementi duttili

Per le travi, i pilastri e le pareti soggette a flessione con e senza sforzo normale, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio:

$$L_V = M/V$$

Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

11.2.1. Stato limite di collasso (CO)

Per le verifiche allo SL di collasso (CO) la capacità ultima θ_u è definita mediante la relazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \cdot \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c \right]^{0{,}225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0{,}35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \left(1{,}25^{100\rho_d} \right)$$

dove:

- γ_{el} = 1.5 per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari;
- $\nu = N / (A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione Ac,
- $\omega = \frac{A_s f_y}{(b_x h_x f_c)}$ e $\omega' = \frac{A'_s f_y}{(b_x h_x f_c)}$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione;
- b, h sono base ed altezza della sezione;
- f_c, f_y e f_{yw} sono le resistenza medie a compressione del calcestruzzo e di snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale, divise per il fattore di confidenza;
- $\rho = \frac{A_{sx}}{(b_w x s_h)}$ è la percentuale di armatura trasversale;
- s_h è l'interasse delle staffe nella zona critica);
- ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;
- α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right)$$

essendo b_o e h_o le dimensioni della nucleo confinato, e b_i le distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

Per le pareti oppure in caso di acciaio incrudente il valore ottenuto deve essere diviso per 1,6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico il valore dato dall'espressione deve essere moltiplicato per 0,85.

In presenza di barre lisce e di condizioni di ancoraggio insoddisfacenti il valore dato dall'espressione deve essere moltiplicato per 0,575.

11.2.2. Stato limite di danno severo (DS)

Per le verifiche allo SL di danno severo (DS) la capacità è valutata come il 75% della capacità ultima θ_u valutata per lo stato limite di collasso.

11.2.3. Stato limite di danno limitato (DL)

Per le verifiche allo SL di danno limitato (DL) la capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento θ_y può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0{,}0013 \cdot \left(1 + 1{,}5 \frac{h}{L_v} \right) + 0{,}13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad \text{per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0{,}002 \cdot \left(1 + 0{,}125 \frac{h}{L_v} \right) + 0{,}13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad \text{per pareti}$$

dove:

- ϕ_y è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento;
- h è l'altezza della sezione,
- d_b è il diametro medio delle barre longitudinali,
- f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione divise per il fattore di confidenza.

11.3. Modelli di capacità per la valutazione degli elementi fragili

11.3.1. Travi e pilastri sollecitati a taglio

Per le travi ed i pilastri sollecitati a taglio la resistenza si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato e per il coefficiente parziale del materiale.
In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

11.3.2. Nodi trave–pilastro

Per i nodi non confinati deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali. Le relative espressioni sono:
- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0{,}3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa})$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0{,}5 f_c$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_n indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave, A_g indica la sezione orizzontale del nodo.
Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale del materiale.

11.4. Curva di capacità

La verifica dei livelli di sicurezza sismica dell'edificio è stata eseguita mediante la determinazione della curva di capacità e la conseguente valutazione del rapporto tra le accelerazioni sismiche attese e le accelerazioni al suolo corrispondenti ai differenti stati limite. Tali valutazioni, come già anticipato nei paragrafi precedenti, sono state effettuate a mezzo di analisi non lineari, in particolare mediante analisi *pushover*. Per tale analisi è stato necessario definire i modelli reologici dei materiali acciaio e calcestruzzo Figura 54 individuando i seguenti parametri:
- f_c resistenza a compressione del calcestruzzo;

- f_{ct} resistenza a trazione del calcestruzzo;
- f_t resistenza a snervamento dell'acciaio.

Il legame costitutivo del calcestruzzo utilizzato è di tipo elasto–plastico a duttilità limitata a compressione ed elasto–fragile a trazione. Per l'acciaio il legame costitutivo è elasto–plastico perfetto a duttilità limitata simmetrico a compressione e a trazione.

Figura 54 – Legami costitutivi calcestruzzo ed acciaio

Dall'indagine sono stati desunti i valori di deformazione e di resistenza per i materiali anche alla luce delle caratteristiche costruttive rilevate (quantità e disposizione delle armature, confinamento delle staffe, etc.). Eseguite le indagini utili per l'accertamento della geometria, dei dettagli costruttivi, e dei materiali si è potuto procedere alla definizione del modello strutturale tridimensionale e, per ciascuna sezione strutturale, della geometria, delle armature ed del legame momento curvatura.

E' stata esaminata la risposta del sistema strutturale sotto l'azione di due distinte distribuzioni di forze orizzontali:

- distribuzione proporzionale alle masse;
- distribuzione proporzionale al prodotto della massa per la deformata del primo modo ottenuta attraverso un'analisi dinamica modale.

Le verifiche di duttilità e di resistenza di ciascun elemento/meccanismo sono eseguite per la distribuzione di forze più sfavorevole.

Definito quale "punto di controllo" il centro di massa dell'ultimo impalcato è stato possibile tracciare il legame forza–spostamento generalizzato tra il taglio alla base V_b e lo spostamento d di tale punto. Tale legame rappresenta la cosiddetta curva di capacità dell'edificio Figura 55.

Figura 55 – Curva di capacità tipo

11.5. Modelli di calcolo

Per la valutazione dei livelli di sicurezza sismica della scuola sono stati analizzati due modelli strutturali distinti per ciascun corpo. Ciascuno di essi è costituito a livello strutturale da fondazioni su trave rovescia, pilastri e travi con l'ipotesi di comportamento rigido dell'impalcato.

Il modello del corpo originario prevede fondazioni disposte a tre quote differenti:

- quota 0,00 m ala della palestra e servizi annessi;
- quota 1,20 m ala amministrativa e connessa all'ampliamento;
- quota 2,20 m zona ingresso.

Il corpo originario è anche caratterizzato da una notevole irregolarità in pianta e in elevazione.

L'ampliamento, ad eccezione di un telaio che emerge oltre la volumetria compatta e del corpo scala collocato in posizione eccentrica, è abbastanza regolare.

L'analisi statica non lineare è stata condotta secondo le ipotesi più coerenti con il rilievo dei dettagli costruttivi eseguiti in sito ed in particolare con l'impiego dei seguenti parametri di calcolo per l'analisi statica non lineare:

- nodi non confinati, in quanto assenti specifiche armature a taglio nell'intersezione trave–pilastro (Figura 56 & Figura 57); tale ipotesi risulta cautelativa sia perché taluni nodi sono parzialmente confinati dalla presenza di ballatoi, solai, etc., sia perché le formule di verifica dei nodi adottate sono particolarmente gravose;

Indagine pacometrica prova P18

Legenda armature Pilastro:

Dimensioni pilastro 30 x 60 cm; indagati 21 cm

Ubicazione: vedi pianta 2° Impalcato

- Barre longitudinali: 4+4 ϕ16; indagati 2 ϕ16 in 21 cm;
- Staffe ϕ 8/20 cm; non sono presenti staffe sul nodo.

Figura 56 – Indagine pacometrica P18: Assenza di staffe nel nodo; ampliamento

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

Saggio armature prova S7

Saggio diretto effettuato sulla trave P26-P27 (30 x 70 cm).

Ubicazione: vedi pianta 1° Impalcato

Le esplorazioni hanno permesso di individuare le seguenti misure:

- ferri longitudinali sotto ϕ 14; sopra 1 ϕ 10
- Staffe ϕ 6/25 cm;
- copriferro = 3 cm.

Da un'analisi visiva le armature appaiono in buono stato di conservazione, e non è stato individuato alcun fenomeno di corrosione.

Non sono presenti staffe al nodo.

Figura 57 – Saggio S7: Assenza di staffe nel nodo; corpo originario

- possibile formazione dei meccanismi fragili, in quanto le specifiche armature rilevate in elementi rappresentativi sono disposte con elevata spaziatura e con inadeguata distribuzione delle rigidezze in pianta;
- considerate le discontinuità dovute alle riprese di getto ("*giunto freddo*"), in quanto sono stati rilevati segni di fessurazione orizzontale in sommità dei pilastri;
- è adottato il modello a plasticizzazione concentrata, secondo la quale le aste sono a comportamento elastico fin quando viene raggiunto, in una data sezione, il momento di completa plasticizzazione. Al verificarsi di tale evento nella sezione si forma una cerniera plastica sulla quale è calcolato il limite rotazionale dell'elemento strutturale; non è ammessa la plasticizzazione distribuita nelle sezioni adiacenti (plasticizzazione diffusa).

Saggio armature prova S14

Saggio diretto effettuato sulla trave P05-P08 (30 x 50 cm).

Ubicazione: vedi pianta 3° Impalcato

Le esplorazioni hanno permesso di individuare le seguenti misure:

- ferri longitudinali sotto ϕ 14;
- Staffa ϕ 10;
- copriferro = 2 cm.

Rilevata staffa ϕ 10 in prossimità del pilastro P08.

Rilievo visibile della ripresa di cls in corrispondenza del nodo trave-pilastro scadente con presenza di fessurazioni.

Figura 58 – Saggio S14: Fessurazione della ripresa di getto; corpo originario

12. INDICI DI RISCHIO E SINTESI DEI RISULTATI

Attraverso la valutazione "*step by step"* del regime di sforzo e di deformazione sono state determinate le condizioni di raggiungimento di uno specifico stato limite e le relative accelerazioni sismiche ad esso associate. Come previsto dalla normativa la curva di capacità è stata confrontata con gli spettri di risposta elastica mediante il grafico ADSR al fine di ottenere gli indicatori di rischio relativi agli stati limite considerati. Di seguito sono illustrate le curve di capacità ed i relativi meccanismi di collasso associati alle diverse analisi svolte mediante il software CDS (release 2011) distribuito dalla STS s.r.l. via Tre Torri – Sant'Agata Li Battiati (CT).

I risultati della analisi statiche non lineari sono riportate nel fascicolo di calcolo allegati (Allegati 2.1.–2.2.).

I risultati pervenuti dall'analisi del modello globale confermano le limitate risorse sismiche della struttura in particolare nei confronti di meccanismi fragili con collasso a taglio di alcune travi e dei nodi trave–pilastro.

La ridotta resistenza strutturale è imputabile al contributo di diverse concause che trovano origine comune nella limitata progettazione sismoresistente della struttura. L'edificio infatti è stato progettato senza quei dettagli costruttivi che rendono le strutture resistenti nei confronti dei meccanismi fragili ed idonei ad assorbire le azioni sismiche previste dalla vigente normativa.

Di seguito si elencano i fattori che prevalentemente riducono la capacità di resistenza alle azioni sismiche degli elementi strutturali principali; alcuni di essi sono stati approfonditi nei paragrafi precedenti:

- eccessiva dimensione in pianta (Corpo originario);
- eccentricità centro di massa e centro di rigidezza;
- irregolarità in pianta;
- dimensioni delle travi maggiori rispetto alle dimensioni dei pilastri;
- campate dei telai irregolari;
- pilastri tozzi;
- presenza di nodi non confinati;
- armatura a taglio insufficiente nelle zone critiche;
- assenza di collegamenti tra pannelli murari di tamponamento e cornice strutturale.

I risultati integrali delle analisi statiche non lineari sono riportate nel fascicolo di calcolo (Allegati 2.1.–2.2.).

Per semplicità di lettura e per consentire un'immediata valutazione della sicurezza sismica dell'edificio analizzato, sono stati riepilogati i risultati delle analisi in termini di indici di rischio e riportati nella Tabella 13 e Tabella 14.

In particolare vengono indicati i rapporti più piccoli tra domanda e capacità in termini di PGA per i vari stati limite di tutte le analisi pushover condotte (Sisma ±X, Sisma ±Y con forze proporzionali al 1° modo e alle masse e con un'eccentricità del 5%). Il rischio è stato espresso sia come rapporto tra accelerazione attesa e accelerazione che determina l'attivazione del meccanismo, sia come rapporto tra il tempo di ritorno del sisma per un assegnato stato limite e il tempo di ritorno per il quale si attiva il meccanismo associato al dato stato limite.

Sono stati fissati dei valori minimi di riferimento in termini di accelerazioni, corrispondenti ad un sisma con tempo di ritorno pari a 30 anni. Non sono stati fissati limiti per il tempo di ritorno.

I valori riportati nelle seguenti tabelle corrispondono al primo collasso strutturale che è determinato per ogni pushover da un meccanismo di tipo fragile (rottura a taglio di trave, pilastro o collasso nodale).

Tabella 13 – Risultati push–over per meccanismi fragili; Corpo originario

Push Nro	Primo Collasso Nodo TrCLC	Primo Collasso Nodo PgaLC/g	Primo Collasso Taglio TrCLC	Primo Collasso Taglio PgaLC/g	Resistenza nel Piano di un Pannello in muratura TrCLV	Resistenza nel Piano di un Pannello in muratura PgaLV/g	STATUS VERIFICHE MECC.FRAGILI
1	2,00	0,048	5,00	0,048			NON VERIFICA
2	2,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
3	2,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
4	4,00	0,048	1,00	0,048			NON VERIFICA
5	2,00	0,048	5,00	0,048			NON VERIFICA
6	2,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
7	2,00	0,048	1,00	0,048			NON VERIFICA
8	5,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
9	4,00	0,048	4,00	0,048			NON VERIFICA
10	1,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
11	2,00	0,048	1,00	0,048			NON VERIFICA
12	4,00	0,048	1,00	0,048			NON VERIFICA
13	5,00	0,048	5,00	0,048			NON VERIFICA
14	1,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
15	2,00	0,048	1,00	0,048			NON VERIFICA
16	5,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA

Tabella 14 – Risultati push–over per meccanismi fragili; Ampliamento

Push Nro	Primo Collasso Nodo TrCLC	Primo Collasso Nodo PgaLC/g	Primo Collasso Taglio TrCLC	Primo Collasso Taglio PgaLC/g	Resistenza nel Piano di un Pannello in muratura TrCLV	Resistenza nel Piano di un Pannello in muratura PgaLV/g	STATUS VERIFICHE MECC.FRAGILI
1	32,00	0,049	38,00	0,053			NON VERIFICA
2	15,00	0,048	378,00	0,132			NON VERIFICA
3	27,00	0,048	610,00	0,156			NON VERIFICA
4	49,00	0,059	42,00	0,055			NON VERIFICA
5	63,00	0,065	44,00	0,056			NON VERIFICA
6	15,00	0,048	402,00	0,135			NON VERIFICA
7	32,00	0,049	674,00	0,162			NON VERIFICA
8	91,00	0,076	73,00	0,070			NON VERIFICA
9	24,00	0,048	52,00	0,060			NON VERIFICA
10	15,00	0,048	320,00	0,124			NON VERIFICA
11	30,00	0,048	919,00	0,179			NON VERIFICA
12	78,00	0,072	62,00	0,065			NON VERIFICA
13	44,00	0,056	64,00	0,066			NON VERIFICA
14	15,00	0,048	287,00	0,120			NON VERIFICA
15	35,00	0,051	813,00	0,172			NON VERIFICA
16	125,00	0,087	125,00	0,087			NON VERIFICA

Tabella 15 – Indici di rischio sismico; Corpo originario

Valori minimi		***PgaC/PgaD***	***PgaC***	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	T_{RCL}
SLO	81%	0,853	0,048	0,210	1
SLD	63%	0,683	0,048	0,170	1
SLV	10%	0,291	0,048	0,067	1
SLC	5%	0,230	0,048	0,050	1

Tabella 16 – Indici di rischio sismico; Ampliamento

Valori minimi		***PgaC/PgaD***	***PgaC***	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	T_{RCL}
SLO	81%	0,853	0,048	0,560	11
SLD	63%	0,683	0,048	0,454	11
SLV	10%	0,291	0,048	0,180	11
SLC	5%	0,230	0,048	0,152	15

I risultati sintetizzati nella tabella e riportati nella scheda di sintesi redatta dal Dipartimento Regionale di Protezione Civile mettono in evidenza che le strutture intelaiate oggetto di analisi garantiscono un livello di sicurezza di circa il 29% nel Corpo originario e nell'Ampliamento rispetto alla domanda allo stato limite ultimo (SLV) prevista dalla normativa sismica vigente, inteso come rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA; il suddetto indice di sicurezza corrisponde all'accelerazione al suolo per un sisma con il minimo periodo di ritorno fissato dalla normativa a 30 anni. Valori più elevati del rapporto si ottengono per gli stati limite di esercizio (SLO, SLD). Indici inferiori si ottengono in termini di rapporto tra periodi di ritorno del sisma associati a capacità e domanda.

Dall'analisi dei meccanismi di collasso emerge che i collassi strutturali si raggiungono per l'attivazione di meccanismi fragili. Nel Corpo originario, il primo collasso strutturale è causato dalla rottura di nodi trave–pilastro non interamente confinati e dal collasso a taglio di alcune travi. I collassi dei nodi sono localizzati al piano terra e lungo il perimetro esterno della palestra. I collassi fragili per sollecitazioni taglianti coinvolgono alcune travi perimetrali sempre della palestra (da Figura 59 a Figura 62). Nell'Ampliamento i pilastri tozzi del corpo scala vanno in crisi in parecchie pushover determinandone il primo collasso strutturale per la rottura del nodo trave–pilastro o a taglio. Anche altri elementi strutturali sono coinvolti da rotture dei nodi o a taglio (da Figura 63 a Figura 66).

La modesta quantità o la totale assenza di armatura a taglio in prossimità dei nodi, le ridotte dimensioni delle sezioni resistenti e la presenza di elementi strutturali tozzi in corrispondenza del vano scala determinano il rapido raggiungimento della resistenza delle sezioni a taglio per bassi valori della PGA rispetto a quelli che richiederebbe la normativa per la verifica dei livelli di prestazione nei diversi stati limite. L'eccentricità fra centro di massa e di rigidezza determina comportamenti torsionali che contribuiscono ad incrementare le sollecitazioni sugli elementi strutturali. Inoltre, in particolar modo nel Corpo originario, la combinazione dei carichi statici prevista secondo la normativa vigente comporta un impegno notevole delle strutture con poche risorse disponibili per le sollecitazioni sismiche: al raggiungimento del collasso strutturale poche travi hanno raggiunto il comportamento plastico e quasi la totalità degli elementi strutturali è in campo elastico.

Nella Figura 67 e nella Figura 68 sono messi a confronto gli spettri ADSR (Acceleration Displacement Spectrum Response) dei due corpi strutturali, è evidente come le strutture del Corpo originario rimangano in campo elastico raggiungendo il collasso per meccanismi fragili. Nell'Ampliamento l'incremento degli spostamenti al crescere dell'azione sismica (riduzione della pendenza del grafico ADSR) manifesta il maggiore impegno plastico delle strutture seppur i collassi raggiunti siano fragili.

E' opportuno precisare che il mancato rispetto dei requisiti di sicurezza previsti dalla normativa sismica attuale non costituiscono di per se pregiudizio all'uso dell'immobile per la destinazione d'uso attuale. A tal proposito infatti la Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Cons. Sup. LL.PP. chiarisce che *"per le opere pubbliche strategiche con finalità di protezione civile o suscettibili di conseguenze rilevanti in caso di collasso, date le possibili implicazioni economiche e sociali degli esiti delle verifiche, (…) i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più*

complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione.

Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito".

Si può pertanto concludere che le strutture sono idonee dal punto di vista statico ed assicurano una seppur limitata capacità di assorbire le azioni sismiche previste dalla normativa tecnica di recente emanazione (D.M. 14.01.2008).

La Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Cons. Sup. LL.PP. precisa inoltre che *"l'esito delle verifiche deve permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento*".

Per le considerazioni in merito si rimanda alla relazione specialistica sulle ipotesi di intervento (PTC 03).

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

Spettro ADSR

Deformata

Collassi strutturali

Figura 59 – Push–over n°1 +Fx, prop. Modo, +5% ecc.; Corpo originario

Spettro ADSR

Deformata

Collassi strutturali

Figura 60 – Push–over n°2 –Fx, prop. Modo, +5% ecc.; Corpo originario

Spettro ADSR

Deformata

Collassi strutturali

Figura 61 – Push–over n°3 +Fy, prop. Modo, +5% ecc.; Corpo originario

Spettro ADSR

Deformata

Collassi strutturali

Figura 62 – Push–over n°4 –Fy, prop. Modo, +5% ecc.; Corpo originario

Spettro ADSR

Deformata

Collassi strutturali

Figura 63 – Push–over n°1 +Fx, prop. Modo, +5% ecc.; Ampliamento

Spettro ADSR

Deformata

Collassi strutturali

Rottura del nodo

Figura 64 – Push–over n°2 –Fx, prop. Modo, +5% ecc.; Ampliamento

Spettro ADSR

Deformata

Collassi strutturali

Figura 65 – Push–over n°3 +Fy, prop. Modo, +5% ecc.; Ampliamento

Spettro ADSR

Deformata

Collassi strutturali

Figura 66 – Push–over n°4 –Fy, prop. Modo, +5% ecc.; Ampliamento

Figura 67 – Spettro ADSR (tutti i meccanismi attivabili); Corpo originario

Figura 68 – Spettro ADSR (tutti i meccanismi attivabili); Ampliamento

13. VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 14/01/2008 pubblicato nel suppl. 30 G.U. 29 del 4/02/2008, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo Brinch–Hansen:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot Y_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot s_q + c \cdot N_c \cdot Y_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot s_c + \frac{1}{2} \cdot G \cdot B' \cdot N_g \cdot Y_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot s_g$$

dove:

Caratteristiche geometriche della fondazione:

- q = carico sul piano di fondazione
- B = lato minore della fondazione
- L = lato maggiore della fondazione
- D = profondità della fondazione
- α = inclinazione base della fondazione
- G = peso specifico del terreno
- B' = larghezza di fondazione ridotta = B – 2 eB
- L' = lunghezza di fondazione ridotta = L – 2 eL

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

- H = risultante delle forze orizzontali
- N = risultante delle forze verticali
- eB = eccentricità del carico verticale lungo B
- eL = eccentricità del carico verticale lungo L
- FhB = forza orizzontale lungo B
- FhL = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

- β = inclinazione terreno a valle
- c = cu = coesione non drenata (condizioni U)
- c = c' = coesione drenata (condizioni D)
- Γ = peso specifico apparente (condizioni U)
- $\Gamma = \Gamma'$ = peso specifico sommerso (condizioni D)
- $\phi = 0$ = angolo di attrito interno (condizioni U)
- $\phi = \phi'$ = angolo di attrito interno (condizioni D)

Fattori di capacità portante:

- $Nq = \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) \exp(\pi + \tan\varphi)$ (*Prandtl–Caquot–Meyerhof*)
- $Ng = 2(Nq + 1)\tan\varphi$ (*Vesic*)
- $Nc = \frac{Nq - 1}{\tan\varphi}$ in condizioni D (*Reissner–Meyerhof*)
- $Nc = 5{,}14$ in condizioni U

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

Indici di rigidezza (condizioni D):

- $Ir = \frac{G}{c' + q' \tan\varphi}$ = indice di rigidezza
- q' = pressione litostatica efficace alla profondità $D + \frac{B}{2}$
- $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ = modulo elastico tangenziale
- E = modulo elastico normale
- μ =coefficiente di *Poisson*
- $Icr = \frac{1}{2}\exp\left[\frac{3,3 - 0,45\frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\varphi'}{2})}\right]$ = indice di rigidezza critico

Coefficienti di punzonamento (*Vesic*):

- $Yq = Yg = \exp\left[\left(0,6\frac{B}{L} - 4,4\right)\tan\varphi' + \frac{3,07\sin\varphi'\log(2Ir)}{1+\sin\varphi'}\right]$ in condizioni drenate, per $Ir \le Icr$
- $Yc = Yq - \frac{1 - Yq}{Nq \times \tan\varphi'}$

Coefficienti di inclinazione del carico (*Vesic*):

- $ig = \left(\frac{1-H}{N + B \times L \times c' \times \cot ang\varphi'}\right)^{m+1}$
- $iq = \left(\frac{1-H}{N + B \times L \times c' \times \cot\varphi'}\right)^{m}$
- $ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc \times \tan\varphi'}$ in condizioni D
- $ic = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc}$ in condizioni U

essendo:

- $m = mB\cos^2\Theta + mL\sin^2\Theta$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \qquad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \qquad \Theta = \tan^{-1}\frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (*Brinch–Hansen*):

- $dq = 1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \operatorname{arctg}\frac{D}{B'}$ per D > B'
- $dq = 1 + 2\frac{D}{B'}\tan\varphi(1 - \sin\varphi)^2$ per $D \le B'$
- $dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan\varphi}$ in condizioni D

- $dc = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'}$ per D > B' in condizioni U
- $dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'}$ per $D \leq B'$ in condizioni U

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:
- $bg = \exp(-2,7\alpha \tan\varphi)$
- $bc = bq = \exp(-2\alpha \tan\varphi)$ in condizioni D
- $bc = 1 - \frac{\alpha}{147}$ in condizioni U
- $bq = 1$ in condizioni U)

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:
- $gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan\beta}$ in condizioni D
- $gc = 1 - \frac{\beta}{147}$ in condizioni U
- $gq = 1$ in condizioni U

Coefficienti di forma (*De Beer*):
- $sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$
- $sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan\varphi$
- $sc = 1 + \frac{B'}{L'} \frac{Nq}{Nc}$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e I_{gk}, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui siano attivi gli effetti cinematici il valore I_{gk} modifica invece il solo coefficiente N_g; il fattore N_g viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

Nella Tabella seguente si riportano i coefficienti di sicurezza delle fondazioni per entrambi i corpi strutturali allo SLC: per l'Ampliamento i coefficienti di sicurezza raggiungono il 71% in termini di PGA mentre per il Corpo originario il coefficiente di sicurezza è del 23%.

Pertanto, al fine di ottenere un buon comportamento sismico globale bisogna intervenire anche sulle fondazioni del Corpo originario.

Tabella 17 – Indici di rischio sismico delle fondazioni (SLC)

Valori minimi	***PgaC/PgaD***	***$PgaC_{(SLC)}$***	***$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$***	***$T_{RCL(SLC)}$***
Corpo originario	0,226	0,048	0,203	30
Ampliamento	0,712	0,150	0,170	530

Figura 69 – Coefficienti di sicurezza della verifica in fondazione; Corpo originario

Figura 70 – Coefficienti di sicurezza della verifica in fondazioni; Ampliamento

14. INTERFERENZE STRUTTURALI

Particolare attenzione va posta ai "giunti di dilatazione" nei grandi edifici in c.a. ed ai "giunti di oscillazione" nelle condizioni sismiche. Tali elementi possono spesso dar luogo ad errata interpretazione ed essere considerati come pericolose lesioni.

E' opportuno ricordare che, mentre nella struttura in muratura si stabilisce una chiara e di solito univoca corrispondenza tra cause del dissesto e quadro fessurativo, nelle strutture in c.a. il quadro fessurativo è una conseguenza non solo della causa del dissesto, ma anche delle caratteristiche dei telai e dei vincoli.

I due corpi strutturali, realizzati in distinte fasi costruttive, sono stati separati mediante l'interposizione di una parete in mattoni forati da 9 cm la quale ha determinato l'insorgere di lesioni in seguito ai naturali cedimenti statici o alle dilatazioni termiche stagionali.

Figura 71 – Giunto strutturale fra i due corpi

La rigidezza del giunto siffatto non è adeguata agli spostamenti ordinari fra le due strutture generando il quadro fessurativo rilevato che interessa non elementi strutturali, ma le rifiniture (intonaci, rivestimenti, pavimenti, ecc.). Và precisato che questa tipologia di lesioni non crea alcuna emergenza per la salvaguardia dei fruitori e le attività ordinarie possono essere svolte senza alcun pericolo.

Se per le dilatazioni termiche solitamente un giunto di 2 cm è sufficiente, l'ampiezza del giunto sismico deve essere valutata in maniera opportuna da evitare le interferenze fra i due corpi dovute agli spostamenti sismici relativi. La normativa vigente afferma che "*La distanza fra le costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento…".* Lo spostamento massimo di un edificio può essere stimato:

$$S_{max} = \frac{H}{100} \times \frac{a_{g(SLV)} \times S}{0,5 \times g}$$

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

Per il sito in esame essendo:

- S=1,68 (coefficiente di amplificazione);
- $a_{g(SLV)}$=1,68xg (accelerazione sismica di progetto allo SLV);
- H≈9,5m (altezza edificio).

lo spostamento massimo è:

$$S_{max} = 5,2cm$$

Pertanto l'ampiezza del giunto deve quindi essere:

$$d_{giunto} = S_{max} \times 2 = 10,4cm$$

La differenza di circa 1 cm fra il giunto realizzato e quello richiesto per una nuova costruzione può comunque essere trascurata sia per la bontà della formulazione proposta dalla normativa che per l'incapacità delle strutture di subire spostamenti di tale ampiezza.

Affinché non si manifestino le lesioni rilevate nei giunti è necessario provvedere alla sostituzione degli stessi inserendo opportune sigillature elastiche, coprigiunti, ecc., in grado di consentire spostamenti reciproci fra le due strutture e oggi largamente diffusi nel campo dell'edilizia.

Figura 72 – Lesione del giunto strutturale

15. QUADRI FESSURATIVI RILEVATI

La presenza di lesioni è stata riscontrata in diversi punti dei corpi strutturali elencati di seguito:

- *lesioni in corrispondenza dei giunti fra i due corpi*.

  Per approfondimenti in merito si rimanda al paragrafo precedente in cui la tematica è stata approfondita.

- *lesioni in corrispondenza del giunto tamponature–telai in c.a.*
  In diversi paramenti murari esterni sono state rilevate fessurazioni non strutturali provocate dalle dilatazioni termiche degli elementi adiacenti ai pilastri in c.a. o dall'eccessiva velocità di realizzazione e sigillatura dei tramezzi che produce il ritiro della malta in corrispondenza dei giunti.
  Questa tipologia di quadro fessurativo ha un grado di pericolosità nullo o molto basso.

Figura 73 – Lesione del giunto tamponatura–pilastro

- *lesioni per cedimento delle fondazioni.*
  E' stata rilevata una lesione lungo il pavimento della palestra con andamento parallelo al lato lungo dell'aula ad una distanza di circa 2 m dalla parete verticale (Figura 74).
  Tale lesione è stata causata da un cedimento periferico delle fondazioni dovuto probabilmente ad una doppia causa: lo scarso consolidamento del terreno (presumibilmente di riporto) e il sottodimensionamento della trave di fondazione. Ne sono conseguite delle pressioni eccessive sul terreno che hanno condotto al quadro fessurativo rilevato.
  Anche sulla chiusura verticale del lato corto dell'aula è stata rilevata una lesione con andamento a "mezza parabola" posizionata in corrispondenza della zona d'angolo dell'edificio (Figura 75). La forma tipica di questa lesione conferma il cedimento periferico suddetto. In condizioni statiche questo quadro fessurativo non desta emergenza; la pericolosità del cedimento fondiario deve essere tuttavia attenzionata in presenza di forte sisma.

Figura 74 – Lesione nel pavimento della palestra

Figura 75 – Lesione sulla chiusura verticale della palestra

16. ALLEGATI

Allegato 2.1.1. Fascicolo di calcolo (input) – Corpo originario;

Allegato 2.1.2. Fascicolo di calcolo (output) – Corpo originario;

Allegato 2.1.3. Fascicolo di calcolo geotecnico – Corpo originario;

Allegato 2.2.1. Fascicolo di calcolo (input) – Ampliamento;

Allegato 2.2.2. Fascicolo di calcolo (output) – Ampliamento;

Allegato 2.2.3. Fascicolo di calcolo geotecnico – Ampliamento;

Allegato 2.3.1/2 Schede di vulnerabilità sismica D.R.P.C. – Corpo originario;

Allegato 2.3.2/2 Schede di vulnerabilità sismica D.R.P.C. – Ampliamento.

Tecnici incaricati

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vittorio Emanuele III, 341
95032 Belpasso

BIBLIOGRAFIA E REFERENZE TECNICHE

Azioni sulle strutture e norma di dettaglio per la zona sismica

- **D.M. 14 gennaio 2008** – Norme tecniche per le costruzioni
- **Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP. –** Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

Referenze tecniche

- **UNI EN 206–1/2001** – Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- **Linee Guida sul calcestruzzo strutturale,** Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (febbraio 2008)
- **UNI ENV 1992–1–1 Parte 1–1:** Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998 – 1** – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- Ordinanza P.C.M. 3274/2003 come modificata dall'Ordinanza P.C.M. 3431 del 3/5/05
- DPCM 21–10–2003 Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003
- FEMA 356 Seismic Rehabilitation Prestandard
- UNI EN 12504–1/2002: Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Carote – Prelievo
- UNI EN 12390–1/2002: Prova sul calcestruzzo indurito – Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme
- UNI EN 12390–3/2002: Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza alla compressione dei provini
- UNI 9771/1990 determinazione parametri elastici dinamici mediante frequenza di risonanza
- UNI 9944/1992: Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo. Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo.
- BS 1881:204/1988 Testing concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters
- UNI EN 10002–1:2004 Materiali metallici. Prova di trazione. Metodo di prova (a temperatura ambiente)
- UNI EN 13791–1–2007 Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture in cls
- ASTM C 1197: 1992

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Planivolumetrico dell'I.T.C. di Troina 7
Figura 2 – Pianta piano terra (corpo originario) 8
Figura 3 – Pianta piano terra (ampliamento) 9
Figura 4 – Sezione longitudinale 9
Figura 5 – Sezione trasversale 10
Figura 6 – Area di influenza dei pilastri verificati 1° impalcato 31
Figura 7 – Area di influenza dei pilastri verificati 3° e 4° impalcato 32
Figura 8 – Area di influenza dei pilastri verificati; Ampliamento 35
Figura 9 – Area di influenza delle travi verificate; Corpo originario 37
Figura 10 – Esecutivo trave 52–53 2° impalcato – Corpo originario 37
Figura 11 – Esecutivo trave 20–21 2° impalcato; Corpo originario 38
Figura 12 – Area di influenza delle travi verificate; Ampliamento 39
Figura 13 – Esecutivo trave 20–21 2° impalcato; Corpo originario 40
Figura 14 – Esecutivo trave 20–21 2° impalcato; Corpo originario 41
Figura 15 – Parametri di pericolosità sismica di base 45
Figura 16 – Spettri elastici orizzontali 47
Figura 17 – Vista assonometrica modello (Nord–Est); corpo originario 48
Figura 18 – Vista assonometrica modello (Sud–Ovest); corpo originario 48
Figura 19 – Vista in pianta modello; corpo originario 48
Figura 20 – Vista assonometrica modello (Nord–Est); ampliamento 49
Figura 21 – Vista assonometrica modello (Sud–Ovest); ampliamento 49
Figura 22 – Vista in pianta modello; ampliamento 49
Figura 23 – Esempio collasso con pilastri sottodimensionati rispetto alle travi 50
Figura 24 – Esempio collasso con pilastri con comportamento a mensola 51
Figura 25 – Esempio collasso dei nodi 52
Figura 26 – Esempio collasso con impalcato irregolare in pianta 52
Figura 27 – Esempio collasso per la presenza di piano soffice 53
Figura 28 – Esempio collasso elementi tozzi 53
Figura 29 – Esempio collasso tamponature per ribaltamento 54
Figura 30 – Carta delle massime intensità osservate nei comuni (1996) 56
Figura 31 – La sismicità recente: 1981–2002 [CSI, 2005] 56
Figura 32 – Storia sismica di Troina 61
Figura 33 – Eccentricità CM–CR; Corpo originario 3° impalcato 62
Figura 34 – Eccentricità CM–CR; Ampliamento 3° impalcato 63
Figura 35 – Modi di oscillazione libera edificio doppiamente simmetrico 63
Figura 36 – 1° modo di vibrare; Corpo originario 65
Figura 37 – 2° modo di vibrare; Corpo originario 65
Figura 38 – 3° modo di vibrare; Corpo originario 66
Figura 39 – 1° modo di vibrare; Ampliamento 66
Figura 40 – 2° modo di vibrare; Ampliamento 67
Figura 41 – 3° modo di vibrare; Ampliamento 67

Figura 42 – Combinazione statica diagrammi dei momenti; Corpo originario 68
Figura 43 – Combinazione statica diagrammi dei tagli; Corpo originario 69
Figura 44 – Combinazione sismica Fx diagrammi dei momenti; Corpo originario 69
Figura 45 – Combinazione sismica Fx diagrammi dei tagli; Corpo originario 70
Figura 46 – Combinazione sismica Fy diagrammi dei momenti; Corpo originario 70
Figura 47 – Combinazione sismica Fy diagrammi dei tagli; Corpo originario 71
Figura 48 – Combinazione statica diagrammi dei momenti; Ampliamento 71
Figura 49 – Combinazione statica diagrammi dei tagli; Ampliamento 72
Figura 50 – Combinazione sismica Fx diagrammi dei momenti; Ampliamento 72
Figura 51 – Combinazione sismica Fx diagrammi dei tagli; Ampliamento 73
Figura 52 – Combinazione sismica Fy diagrammi dei momenti; Ampliamento 73
Figura 53 – Combinazione sismica Fy diagrammi dei tagli; Ampliamento 74
Figura 54 – Legami costitutivi calcestruzzo ed acciaio 78
Figura 55 – Curva di capacità tipo 79
Figura 56 – Indagine pacometrica P18: Assenza di staffe nel nodo; ampliamento 80
Figura 57 – Saggio S7: Assenza di staffe nel nodo; corpo originario 81
Figura 58 – Saggio S14: Fessurazione della ripresa di getto; corpo originario 82
Figura 59 – Push–over n°1 +Fx, prop. Modo, +5% ecc.; Corpo originario 87
Figura 60 – Push–over n°2 –Fx, prop. Modo, +5% ecc.; Corpo originario 88
Figura 61 – Push–over n°3 +Fy, prop. Modo, +5% ecc.; Corpo originario 89
Figura 62 – Push–over n°4 –Fy, prop. Modo, +5% ecc.; Corpo originario 90
Figura 63 – Push–over n°1 +Fx, prop. Modo, +5% ecc.; Ampliamento 91
Figura 64 – Push–over n°2 –Fx, prop. Modo, +5% ecc.; Ampliamento 92
Figura 65 – Push–over n°3 +Fy, prop. Modo, +5% ecc.; Ampliamento 93
Figura 66 – Push–over n°4 –Fy, prop. Modo, +5% ecc.; Ampliamento 94
Figura 67 – Spettro ADSR (tutti i meccanismi attivabili); Corpo originario 95
Figura 68 – Spettro ADSR (tutti i meccanismi attivabili); Ampliamento 95
Figura 69 – Coefficienti di sicurezza della verifica in fondazione; Corpo originario 99
Figura 70 – Coefficienti di sicurezza della verifica in fondazioni; Ampliamento 99
Figura 71 – Giunto strutturale fra i due corpi 100
Figura 72 – Lesione del giunto strutturale 101
Figura 73 – Lesione del giunto tamponatura–pilastro 102
Figura 74 – Lesione nel pavimento della palestra 103
Figura 75 – Lesione sulla chiusura verticale della palestra 103

dott. ing. Giuseppe Puleo
via Kennedy 60
95024 Acireale

dott. ing. Marco Muratore
via Cesare Vivante, 69
95123 Catania

dott. ing. Andrea Toscano
via Vitt. Emanuele III, 341
95032 Belpasso

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche del corpo originario....11
Tabella 2 – Caratteristiche geometriche dell'ampliamento 12
Tabella 3 – Valori a base di calcolo del calcestruzzo....15
Tabella 4 – Valori a base di calcolo per l'acciaio 15
Tabella 5 – Peso unitario dei materiali 16
Tabella 6 – Sovraccarichi variabili di normativa....17
Tabella 7 – Coefficienti di combinazione....18
Tabella 8 – Vita nominale degli edifici 43
Tabella 9 – Probabilità di superamento per gli stati limite....45
Tabella 10 – Parametri per la definizione dello spettro elastico 46
Tabella 11 – Terremoti più forti registrati in Sicilia....57
Tabella 12 – Eccentricità impalcati 62
Tabella 13 – Risultati push–over per meccanismi fragili; Corpo originario 84
Tabella 14 – Risultati push–over per meccanismi fragili; Ampliamento....84
Tabella 15 – Indici di rischio sismico; Corpo originario 84
Tabella 16 – Indici di rischio sismico; Ampliamento 85
Tabella 17 – Indici di rischio sismico delle fondazioni (SLC) 98
Tabella 15 – Indici di rischio sismico; Corpo originario 111
Tabella 16 – Indici di rischio sismico; Ampliamento 111
Tabella 17 – Indici di rischio sismico delle fondazioni (SLC) 111

RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLA VERIFICA SISMICA

Tabella 18 – Indici di rischio sismico; Corpo originario

Valori minimi		***PgaC/PgaD***	***PgaC***	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	T_{RCL}
SLO	81%	0,853	0,048	0,210	1
SLD	63%	0,683	0,048	0,170	1
SLV	10%	0,291	0,048	0,067	1
SLC	5%	0,230	0,048	0,050	1

Tabella 19 – Indici di rischio sismico; Ampliamento

Valori minimi		***PgaC/PgaD***	***PgaC***	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	T_{RCL}
SLO	81%	0,853	0,048	0,560	11
SLD	63%	0,683	0,048	0,454	11
SLV	10%	0,291	0,048	0,180	11
SLC	5%	0,230	0,048	0,152	15

Tabella 20 – Indici di rischio sismico delle fondazioni (SLC)

Valori minimi	***PgaC/PgaD***	$PgaC_{(SLC)}$	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	$T_{RCL(SLC)}$
Corpo originario	0,226	0,48	0,203	30
Ampliamento	0,712	0,150	0,170	530

E' stato altresì rilevato e analizzato:

- cedimento di una trave di fondazione e relativo quadro fessurativo (aula palestra);
- degrado da ritiro e relativo quadro fessurativo (prospetti esterni);
- ampiezza dei giunti e relativi quadri fessurativi;
- assenza di vincolo fra le tamponature e le cornici strutturali in cemento armato.

SCHEDE PUSHOVER CORPO ORIGINARIO

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER
MECCANISMI DI COLLASSO CONSIDERATI NELLA ANALISI PUSH-OVER
- Analisi con SOLO meccanismi DUTTILI e POST-VERIFICA dei meccanismi FRAGILI - Modalita' di collasso del nodo CLS SENZA confinamento - Collasso a taglio considerato su TUTTE le aste in CLS - Collasso per ripresa di getto con GIUNTO FREDDO - Effetti P-Delta IGNORATI

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	1 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	93	Numero passi significativi	93
Massa SDOF (t)	1793,69	Taglio alla base max. (t)	385,72
Coeff. Partecipazione	1,37	Resistenza SDOF (t)	261,18
Rigidezza SDOF (t/m)	19204,53	Spostam. Snervam. SDOF mm	14
Periodo SDOF (sec)	0,61	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	28,198	Fattore struttura	6,705
Coeff Smorzam.Equival.	32,000	Duttilita	6,705
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	14	Spostamento mm	14
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	61
PgaLO/g	0,058	PgaLO/Pga 81%	1,030
Rapporto q*=Fe/Fy	1,02	TrCLO	47,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,018
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	18	Spostamento mm	17
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	65
PgaLD/g	0,066	PgaLD/Pga 63%	0,940
Rapporto q*=Fe/Fy	1,32	Asta3D Nro	325
----------		TrCLD	64,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,937
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	50	Spostamento mm	68
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	89
PgaLV/g	0,212	PgaLV/Pga 10%	1,293
Rapporto q*=Fe/Fy	3,71	Asta3D Nro	204
----------		TrCLV	1540,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,374
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	67	Spostamento mm	91
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	93
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	4,94	Asta3D Nro	204
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	2 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	89	Numero passi significativi	89
Massa SDOF (t)	1793,69	Taglio alla base max. (t)	392,88
Coeff. Partecipazione	1,37	Resistenza SDOF (t)	266,83
Rigidezza SDOF (t/m)	19668,66	Spostam. Snervam. SDOF mm	14
Periodo SDOF (sec)	0,61	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	20,385	Fattore struttura	6,537
Coeff Smorzam.Equival.	31,000	Duttilita	6,537
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	14	Spostamento mm	14
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	55
PgaLO/g	0,057	PgaLO/Pga 81%	1,021
Rapporto q*=Fe/Fy	1,01	TrCLO	46,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,009
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	18	Spostamento mm	15
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	57
PgaLD/g	0,061	PgaLD/Pga 63%	0,867
Rapporto q*=Fe/Fy	1,31	Asta3D Nro	476
----------		TrCLD	53,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,867
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	50	Spostamento mm	67
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	86
PgaLV/g	0,211	PgaLV/Pga 10%	1,284
Rapporto q*=Fe/Fy	3,68	Asta3D Nro	204
----------		TrCLV	1505,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,361
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	66	Spostamento mm	89
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	89
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	4,90	Asta3D Nro	204
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	3 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	92	Numero passi significativi	92
Massa SDOF (t)	1782,55	Taglio alla base max. (t)	384,00
Coeff. Partecipazione	1,38	Resistenza SDOF (t)	261,65
Rigidezza SDOF (t/m)	17651,40	Spostam. Snervam. SDOF mm	15
Periodo SDOF (sec)	0,64	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	124,459	Fattore struttura	4,810
Coeff Smorzam.Equival.	30,000	Duttilita	4,810
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	14	Spostamento mm	15
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	59
PgaLO/g	0,057	PgaLO/Pga 81%	1,011
Rapporto q*=Fe/Fy	0,98	TrCLO	45,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,000
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	19	Spostamento mm	17
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	64
PgaLD/g	0,063	PgaLD/Pga 63%	0,901
Rapporto q*=Fe/Fy	1,26	Asta3D Nro	285
----------		TrCLD	58,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,900
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	52	Spostamento mm	60
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	88
PgaLV/g	0,182	PgaLV/Pga 10%	1,109
Rapporto q*=Fe/Fy	3,54	Asta3D Nro	213
----------		TrCLV	956,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,129
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	70	Spostamento mm	71
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	92
PgaLC/g	0,214	PgaLC/Pga 5%	1,028
Rapporto q*=Fe/Fy	4,72	Asta3D Nro	631
----------		TrCLC	1578,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,032

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	4 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	75	Numero passi significativi	75
Massa SDOF (t)	1782,55	Taglio alla base max. (t)	330,25
Coeff. Partecipazione	1,38	Resistenza SDOF (t)	224,95
Rigidezza SDOF (t/m)	17353,48	Spostam. Snervam. SDOF mm	13
Periodo SDOF (sec)	0,64	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	19,976	Fattore struttura	6,570
Coeff Smorzam.Equival.	31,000	Duttilita	6,570
STATO LIMITE DI OPERATIVITA'			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	15	Spostamento mm	11
S.L. Operativita'	NON VERIFICA	Numero passo precedente	42
PgaLO/g	0,048	PgaLO/Pga 81%	0,853
Rapporto q*=Fe/Fy	1,12	TrCLO	28,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	0,823
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	19	Spostamento mm	15
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	52
PgaLD/g	0,057	PgaLD/Pga 63%	0,817
Rapporto q*=Fe/Fy	1,46	Asta3D Nro	
----------		TrCLD	46,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,818
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	53	Spostamento mm	64
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	72
PgaLV/g	0,191	PgaLV/Pga 10%	1,166
Rapporto q*=Fe/Fy	4,08	Asta3D Nro	196
----------		TrCLV	1116,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,203
STATO LIMITE DI COLLASSO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	71	Spostamento mm	85
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	75
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	5,44	Asta3D Nro	196
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	5 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	97	Numero passi significativi	97
Massa SDOF (t)	2832,84	Taglio alla base max. (t)	434,94
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	401,63
Rigidezza SDOF (t/m)	23611,98	Spostam. Snervam. SDOF mm	17
Periodo SDOF (sec)	0,69	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	24,449	Fattore struttura	6,069
Coeff Smorzam.Equival.	31,000	Duttilita	6,069
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	16	Spostamento mm	19
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	65
PgaLO/g	0,067	PgaLO/Pga 81%	1,199
Rapporto q*=Fe/Fy	0,93	TrCLO	67,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,178
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	20	Spostamento mm	19
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	65
PgaLD/g	0,067	PgaLD/Pga 63%	0,959
Rapporto q*=Fe/Fy	1,20	Asta3D Nro	325
----------		TrCLD	67,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,955
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	57	Spostamento mm	76
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	92
PgaLV/g	0,209	PgaLV/Pga 10%	1,276
Rapporto q*=Fe/Fy	3,36	Asta3D Nro	204
----------		TrCLV	1475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,349
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	76	Spostamento mm	103
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	97
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	4,48	Asta3D Nro	204
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	6 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	96	Numero passi significativi	96
Massa SDOF (t)	2832,84	Taglio alla base max. (t)	446,13
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	411,44
Rigidezza SDOF (t/m)	23737,81	Spostam. Snervam. SDOF mm	17
Periodo SDOF (sec)	0,69	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	15,999	Fattore struttura	5,551
Coeff Smorzam.Equival.	31,000	Duttilita	5,551
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	16	Spostamento mm	20
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	64
PgaLO/g	0,068	PgaLO/Pga 81%	1,214
Rapporto q*=Fe/Fy	0,91	TrCLO	69,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,192
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	20	Spostamento mm	20
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	66
PgaLD/g	0,070	PgaLD/Pga 63%	1,000
Rapporto q*=Fe/Fy	1,18	Asta3D Nro	325
----------		TrCLD	74,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,994
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	57	Spostamento mm	73
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	91
PgaLV/g	0,203	PgaLV/Pga 10%	1,239
Rapporto q*=Fe/Fy	3,29	Asta3D Nro	204
----------		TrCLV	1347,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,300
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	76	Spostamento mm	96
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	96
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	4,38	Asta3D Nro	204
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	7 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	94	Numero passi significativi	94
Massa SDOF (t)	2832,84	Taglio alla base max. (t)	429,76
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	401,90
Rigidezza SDOF (t/m)	20576,68	Spostam. Snervam. SDOF mm	20
Periodo SDOF (sec)	0,74	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	106,204	Fattore struttura	4,250
Coeff Smorzam.Equival.	29,000	Duttilita	4,250
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	17	Spostamento mm	19
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	61
PgaLO/g	0,061	PgaLO/Pga 81%	1,092
Rapporto q*=Fe/Fy	0,86	TrCLO	54,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,078
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	22	Spostamento mm	21
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	65
PgaLD/g	0,067	PgaLD/Pga 63%	0,959
Rapporto q*=Fe/Fy	1,12	Asta3D Nro	271
----------		TrCLD	67,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,955
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	61	Spostamento mm	64
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	90
PgaLV/g	0,169	PgaLV/Pga 10%	1,032
Rapporto q*=Fe/Fy	3,14	Asta3D Nro	213
----------		TrCLV	772,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,034
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	82	Spostamento mm	83
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	94
PgaLC/g	0,213	PgaLC/Pga 5%	1,025
Rapporto q*=Fe/Fy	4,18	Asta3D Nro	631
----------		TrCLC	1565,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,028

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	8 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	83	Numero passi significativi	83
Massa SDOF (t)	2832,84	Taglio alla base max. (t)	371,32
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	347,15
Rigidezza SDOF (t/m)	20906,71	Spostam. Snervam. SDOF mm	17
Periodo SDOF (sec)	0,74	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	17,193	Fattore struttura	5,216
Coeff Smorzam.Equival.	30,000	Duttilita	5,216
STATO LIMITE DI OPERATIVITA'			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	17	Spostamento mm	16
S.L. Operativita'	NON VERIFICA	Numero passo precedente	53
PgaLO/g	0,056	PgaLO/Pga 81%	0,992
Rapporto q*=Fe/Fy	1,01	TrCLO	43,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	0,981
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	22	Spostamento mm	20
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	60
PgaLD/g	0,064	PgaLD/Pga 63%	0,908
Rapporto q*=Fe/Fy	1,31	Asta3D Nro	268
----------		TrCLD	59,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,906
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	61	Spostamento mm	66
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	79
PgaLV/g	0,176	PgaLV/Pga 10%	1,074
Rapporto q*=Fe/Fy	3,66	Asta3D Nro	196
----------		TrCLV	870,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,086
STATO LIMITE DI COLLASSO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	81	Spostamento mm	87
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	83
PgaLC/g	0,223	PgaLC/Pga 5%	1,074
Rapporto q*=Fe/Fy	4,88	Asta3D Nro	196
----------		TrCLC	1806,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,091

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	9 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	87	Numero passi significativi	87
Massa SDOF (t)	1793,69	Taglio alla base max. (t)	369,72
Coeff. Partecipazione	1,37	Resistenza SDOF (t)	250,80
Rigidezza SDOF (t/m)	19270,92	Spostam. Snervam. SDOF mm	13
Periodo SDOF (sec)	0,61	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	26,313	Fattore struttura	7,194
Coeff Smorzam.Equival.	32,000	Duttilita	7,194
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	14	Spostamento mm	12
S.L. Operativita'	NON VERIFICA	Numero passo precedente	52
PgaLO/g	0,052	PgaLO/Pga 81%	0,932
Rapporto q*=Fe/Fy	1,07	TrCLO	37,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	0,923
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	18	Spostamento mm	17
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	60
PgaLD/g	0,065	PgaLD/Pga 63%	0,927
Rapporto q*=Fe/Fy	1,38	Asta3D Nro	325
----------		TrCLD	62,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,925
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	50	Spostamento mm	71
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	83
PgaLV/g	0,221	PgaLV/Pga 10%	1,349
Rapporto q*=Fe/Fy	3,87	Asta3D Nro	204
----------		TrCLV	1755,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,450
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	67	Spostamento mm	94
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	87
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	5,16	Asta3D Nro	204
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	10 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	93	Numero passi significativi	93
Massa SDOF (t)	1793,69	Taglio alla base max. (t)	408,09
Coeff. Partecipazione	1,37	Resistenza SDOF (t)	276,72
Rigidezza SDOF (t/m)	19361,19	Spostam. Snervam. SDOF mm	14
Periodo SDOF (sec)	0,61	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	39,775	Fattore struttura	5,945
Coeff Smorzam.Equival.	31,000	Duttilita	5,945
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	14	Spostamento mm	16
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	64
PgaLO/g	0,064	PgaLO/Pga 81%	1,143
Rapporto q*=Fe/Fy	0,97	TrCLO	60,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,126
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	18	Spostamento mm	17
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	65
PgaLD/g	0,068	PgaLD/Pga 63%	0,965
Rapporto q*=Fe/Fy	1,26	Asta3D Nro	476
----------		TrCLD	68,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,960
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	50	Spostamento mm	63
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	88
PgaLV/g	0,198	PgaLV/Pga 10%	1,205
Rapporto q*=Fe/Fy	3,52	Asta3D Nro	204
----------		TrCLV	1238,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,256
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	67	Spostamento mm	85
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	93
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	4,68	Asta3D Nro	204
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	11 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	78	Numero passi significativi	78
Massa SDOF (t)	1782,55	Taglio alla base max. (t)	335,19
Coeff. Partecipazione	1,38	Resistenza SDOF (t)	228,37
Rigidezza SDOF (t/m)	17303,69	Spostam. Snervam. SDOF mm	13
Periodo SDOF (sec)	0,64	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	138,826	Fattore struttura	5,263
Coeff Smorzam.Equival.	30,000	Duttilita	5,263
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	15	Spostamento mm	11
S.L. Operativita'	NON VERIFICA	Numero passo precedente	44
PgaLO/g	0,048	PgaLO/Pga 81%	0,853
Rapporto q*=Fe/Fy	1,11	TrCLO	28,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	0,823
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	19	Spostamento mm	15
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	55
PgaLD/g	0,057	PgaLD/Pga 63%	0,817
Rapporto q*=Fe/Fy	1,43	Asta3D Nro	
----------		TrCLD	46,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,818
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	53	Spostamento mm	54
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	75
PgaLV/g	0,167	PgaLV/Pga 10%	1,021
Rapporto q*=Fe/Fy	4,02	Asta3D Nro	193
----------		TrCLV	747,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,020
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	71	Spostamento mm	69
S.L. Collasso	NON VERIFICA	Numero passo precedente	78
PgaLC/g	0,207	PgaLC/Pga 5%	0,994
Rapporto q*=Fe/Fy	5,35	Asta3D Nro	193
----------		TrCLC	1424,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	0,989

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	12 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	92	Numero passi significativi	92
Massa SDOF (t)	1782,55	Taglio alla base max. (t)	382,27
Coeff. Partecipazione	1,38	Resistenza SDOF (t)	258,21
Rigidezza SDOF (t/m)	17205,27	Spostam. Snervam. SDOF mm	15
Periodo SDOF (sec)	0,65	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	25,269	Fattore struttura	5,824
Coeff Smorzam.Equival.	31,000	Duttilita	5,824
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	15	Spostamento mm	15
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	58
PgaLO/g	0,057	PgaLO/Pga 81%	1,011
Rapporto q*=Fe/Fy	0,98	TrCLO	45,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,000
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	19	Spostamento mm	15
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	58
PgaLD/g	0,058	PgaLD/Pga 63%	0,831
Rapporto q*=Fe/Fy	1,26	Asta3D Nro	268
----------		TrCLD	48,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,832
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	53	Spostamento mm	70
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	88
PgaLV/g	0,207	PgaLV/Pga 10%	1,265
Rapporto q*=Fe/Fy	3,54	Asta3D Nro	213
----------		TrCLV	1437,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,335
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	71	Spostamento mm	87
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	92
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	4,72	Asta3D Nro	373
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	13 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	95	Numero passi significativi	95
Massa SDOF (t)	2832,84	Taglio alla base max. (t)	418,78
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	387,62
Rigidezza SDOF (t/m)	23815,62	Spostam. Snervam. SDOF mm	16
Periodo SDOF (sec)	0,69	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	23,031	Fattore struttura	6,465
Coeff Smorzam.Equival.	31,000	Duttilita	6,465
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	16	Spostamento mm	18
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	61
PgaLO/g	0,064	PgaLO/Pga 81%	1,135
Rapporto q*=Fe/Fy	0,96	TrCLO	59,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,118
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	20	Spostamento mm	19
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	63
PgaLD/g	0,067	PgaLD/Pga 63%	0,959
Rapporto q*=Fe/Fy	1,25	Asta3D Nro	325
----------		TrCLD	67,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,955
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	57	Spostamento mm	78
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	91
PgaLV/g	0,214	PgaLV/Pga 10%	1,308
Rapporto q*=Fe/Fy	3,50	Asta3D Nro	204
----------		TrCLV	1594,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,393
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	76	Spostamento mm	105
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	95
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	4,66	Asta3D Nro	204
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	14 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	99	Numero passi significativi	99
Massa SDOF (t)	2832,84	Taglio alla base max. (t)	461,90
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	424,92
Rigidezza SDOF (t/m)	23411,46	Spostam. Snervam. SDOF mm	18
Periodo SDOF (sec)	0,70	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	34,343	Fattore struttura	5,024
Coeff Smorzam.Equival.	30,000	Duttilita	5,024
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	16	Spostamento mm	21
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	67
PgaLO/g	0,071	PgaLO/Pga 81%	1,264
Rapporto q*=Fe/Fy	0,87	TrCLO	76,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,241
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	21	Spostamento mm	21
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	67
PgaLD/g	0,071	PgaLD/Pga 63%	1,011
Rapporto q*=Fe/Fy	1,13	Asta3D Nro	325
----------		TrCLD	76,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,005
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	57	Spostamento mm	69
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	93
PgaLV/g	0,192	PgaLV/Pga 10%	1,169
Rapporto q*=Fe/Fy	3,16	Asta3D Nro	204
----------		TrCLV	1124,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,207
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	77	Spostamento mm	91
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	99
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,186
Rapporto q*=Fe/Fy	4,22	Asta3D Nro	204
----------		TrCLC	2458,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,238

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	15 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	78	Numero passi significativi	78
Massa SDOF (t)	2832,84	Taglio alla base max. (t)	373,30
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	350,40
Rigidezza SDOF (t/m)	20682,58	Spostam. Snervam. SDOF mm	17
Periodo SDOF (sec)	0,74	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	117,931	Fattore struttura	4,310
Coeff Smorzam.Equival.	29,000	Duttilita	4,310
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	17	Spostamento mm	16
S.L. Operativita'	NON VERIFICA	Numero passo precedente	50
PgaLO/g	0,056	PgaLO/Pga 81%	0,992
Rapporto q*=Fe/Fy	0,99	TrCLO	43,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	0,981
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	22	Spostamento mm	22
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	59
PgaLD/g	0,070	PgaLD/Pga 63%	0,995
Rapporto q*=Fe/Fy	1,29	Asta3D Nro	268
----------		TrCLD	73,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,989
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	61	Spostamento mm	57
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA	Numero passo precedente	74
PgaLV/g	0,155	PgaLV/Pga 10%	0,943
Rapporto q*=Fe/Fy	3,61	Asta3D Nro	193
----------		TrCLV	589,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	0,925
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	81	Spostamento mm	73
S.L. Collasso	NON VERIFICA	Numero passo precedente	78
PgaLC/g	0,190	PgaLC/Pga 5%	0,913
Rapporto q*=Fe/Fy	4,81	Asta3D Nro	193
----------		TrCLC	1094,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	0,888

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	16 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	95	Numero passi significativi	95
Massa SDOF (t)	2832,84	Taglio alla base max. (t)	427,78
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	397,55
Rigidezza SDOF (t/m)	20260,19	Spostam. Snervam. SDOF mm	20
Periodo SDOF (sec)	0,75	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	21,710	Fattore struttura	5,024
Coeff Smorzam.Equival.	30,000	Duttilita	5,024
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	17	Spostamento mm	19
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	61
PgaLO/g	0,061	PgaLO/Pga 81%	1,084
Rapporto q*=Fe/Fy	0,87	TrCLO	53,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,070
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	22	Spostamento mm	19
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	61
PgaLD/g	0,061	PgaLD/Pga 63%	0,867
Rapporto q*=Fe/Fy	1,12	Asta3D Nro	271
----------		TrCLD	53,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,867
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	62	Spostamento mm	74
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	90
PgaLV/g	0,191	PgaLV/Pga 10%	1,167
Rapporto q*=Fe/Fy	3,15	Asta3D Nro	213
----------		TrCLV	1120,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,205
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	82	Spostamento mm	99
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	95
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	4,19	Asta3D Nro	213
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER							
TABELLE AUSILIARIE PER POST-VERIFICHE PUSH-OVER							
Push	Primo Collasso				Resistenza nel Piano di un Pannello in muratura		STATUS VERIFICHE
	Nodo		Taglio				
Nro	TrCLC	PgaLC/g	TrCLC	PgaLC/g	TrCLV	PgaLV/g	MECC.FRAGILI
1	2,00	0,048	5,00	0,048			NON VERIFICA
2	2,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
3			2,00	0,048			NON VERIFICA
4	4,00	0,048	1,00	0,048			NON VERIFICA
5	2,00	0,048	5,00	0,048			NON VERIFICA
6	2,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
7			1,00	0,048			NON VERIFICA
8	5,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
9	4,00	0,048	4,00	0,048			NON VERIFICA
10	1,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
11			1,00	0,048			NON VERIFICA
12	4,00	0,048	1,00	0,048			NON VERIFICA
13	5,00	0,048	5,00	0,048			NON VERIFICA
14	1,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA
15			1,00	0,048			NON VERIFICA
16	5,00	0,048	2,00	0,048			NON VERIFICA

SCHEDE PUSHOVER AMPLIAMENTO

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER
MECCANISMI DI COLLASSO CONSIDERATI NELLA ANALISI PUSH-OVER
- Analisi con SOLO meccanismi DUTTILI e POST-VERIFICA dei meccanismi FRAGILI - Modalita' di collasso del nodo CLS SENZA confinamento - Collasso a taglio considerato su TUTTE le aste in CLS - Collasso per ripresa di getto IGNORATA - Effetti P-Delta IGNORATI

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	1 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	96	Numero passi significativi	96
Massa SDOF (t)	415,61	Taglio alla base max. (t)	396,00
Coeff. Partecipazione	1,37	Resistenza SDOF (t)	253,68
Rigidezza SDOF (t/m)	7098,06	Spostam. Snervam. SDOF mm	36
Periodo SDOF (sec)	0,49	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	7,419	Fattore struttura	2,626
Coeff Smorzam.Equival.	25,000	Duttilita	2,765
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	11	Spostamento mm	16
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	39
PgaLO/g	0,077	PgaLO/Pga 81%	1,368
Rapporto q*=Fe/Fy	0,31	TrCLO	92,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,342
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	14	Spostamento mm	16
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	39
PgaLD/g	0,077	PgaLD/Pga 63%	1,094
Rapporto q*=Fe/Fy	0,40	Asta3D Nro	70
----------		TrCLD	92,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,088
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	35	Spostamento mm	75
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	83
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,97	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	43	Spostamento mm	99
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	96
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,19	Asta3D Nro	61
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	2 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	103	Numero passi significativi	103
Massa SDOF (t)	415,61	Taglio alla base max. (t)	453,22
Coeff. Partecipazione	1,37	Resistenza SDOF (t)	292,43
Rigidezza SDOF (t/m)	5704,64	Spostam. Snervam. SDOF mm	51
Periodo SDOF (sec)	0,54	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	8,575	Fattore struttura	2,454
Coeff Smorzam.Equival.	23,000	Duttilita	2,454
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	12	Spostamento mm	12
S.L. Operativita'	NON VERIFICA	Numero passo precedente	26
PgaLO/g	0,056	PgaLO/Pga 81%	1,002
Rapporto q*=Fe/Fy	0,24	TrCLO	44,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	0,991
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	16	Spostamento mm	20
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	44
PgaLD/g	0,086	PgaLD/Pga 63%	1,224
Rapporto q*=Fe/Fy	0,31	Asta3D Nro	
----------		TrCLD	121,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,218
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	42	Spostamento mm	93
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	97
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,82	Asta3D Nro	59
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	53	Spostamento mm	126
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	103
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,03	Asta3D Nro	59
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	3 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	101	Numero passi significativi	101
Massa SDOF (t)	451,22	Taglio alla base max. (t)	377,52
Coeff. Partecipazione	1,28	Resistenza SDOF (t)	258,47
Rigidezza SDOF (t/m)	5368,68	Spostam. Snervam. SDOF mm	48
Periodo SDOF (sec)	0,58	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	11,861	Fattore struttura	3,380
Coeff Smorzam.Equival.	27,000	Duttilita	3,380
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	13	Spostamento mm	14
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	34
PgaLO/g	0,059	PgaLO/Pga 81%	1,057
Rapporto q*=Fe/Fy	0,28	TrCLO	50,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,044
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	17	Spostamento mm	18
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	43
PgaLD/g	0,072	PgaLD/Pga 63%	1,033
Rapporto q*=Fe/Fy	0,36	Asta3D Nro	72
----------		TrCLD	80,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,027
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	45	Spostamento mm	123
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	95
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,94	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	57	Spostamento mm	163
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	101
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,19	Asta3D Nro	152
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	4 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	95	Numero passi significativi	95
Massa SDOF (t)	451,22	Taglio alla base max. (t)	290,57
Coeff. Partecipazione	1,28	Resistenza SDOF (t)	200,20
Rigidezza SDOF (t/m)	6796,57	Spostam. Snervam. SDOF mm	29
Periodo SDOF (sec)	0,52	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	19,112	Fattore struttura	3,298
Coeff Smorzam.Equival.	27,000	Duttilita	3,342
STATO LIMITE DI OPERATIVITA'			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	12	Spostamento mm	13
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	30
PgaLO/g	0,059	PgaLO/Pga 81%	1,057
Rapporto q*=Fe/Fy	0,40	TrCLO	50,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,044
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	15	Spostamento mm	17
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	43
PgaLD/g	0,079	PgaLD/Pga 63%	1,128
Rapporto q*=Fe/Fy	0,52	Asta3D Nro	74
----------		TrCLD	99,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,121
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	40	Spostamento mm	78
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	92
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	1,34	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
STATO LIMITE DI COLLASSO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	49	Spostamento mm	98
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	95
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,63	Asta3D Nro	61
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	5 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	93	Numero passi significativi	93
Massa SDOF (t)	869,52	Taglio alla base max. (t)	555,08
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	488,34
Rigidezza SDOF (t/m)	13092,62	Spostam. Snervam. SDOF mm	37
Periodo SDOF (sec)	0,52	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	6,884	Fattore struttura	2,369
Coeff Smorzam.Equival.	23,000	Duttilita	2,395
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	12	Spostamento mm	20
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	38
PgaLO/g	0,087	PgaLO/Pga 81%	1,560
Rapporto q*=Fe/Fy	0,32	TrCLO	127,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,533
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	15	Spostamento mm	20
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	38
PgaLD/g	0,087	PgaLD/Pga 63%	1,248
Rapporto q*=Fe/Fy	0,41	Asta3D Nro	70
----------		TrCLD	127,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,242
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	39	Spostamento mm	68
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	86
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	1,06	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	49	Spostamento mm	89
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	93
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,29	Asta3D Nro	61
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	6 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	106	Numero passi significativi	106
Massa SDOF (t)	869,52	Taglio alla base max. (t)	651,16
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	569,45
Rigidezza SDOF (t/m)	11013,14	Spostam. Snervam. SDOF mm	52
Periodo SDOF (sec)	0,56	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	8,124	Fattore struttura	2,398
Coeff Smorzam.Equival.	23,000	Duttilita	2,398
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	13	Spostamento mm	17
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	31
PgaLO/g	0,073	PgaLO/Pga 81%	1,298
Rapporto q*=Fe/Fy	0,25	TrCLO	81,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,274
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	17	Spostamento mm	27
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	49
PgaLD/g	0,105	PgaLD/Pga 63%	1,506
Rapporto q*=Fe/Fy	0,32	Asta3D Nro	67
----------		TrCLD	204,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,510
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	44	Spostamento mm	94
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	97
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,85	Asta3D Nro	59
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	56	Spostamento mm	124
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	106
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,08	Asta3D Nro	59
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	7 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	114	Numero passi significativi	114
Massa SDOF (t)	869,52	Taglio alla base max. (t)	565,35
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	506,99
Rigidezza SDOF (t/m)	8834,36	Spostam. Snervam. SDOF mm	57
Periodo SDOF (sec)	0,63	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	11,969	Fattore struttura	2,632
Coeff Smorzam.Equival.	24,000	Duttilita	2,632
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	14	Spostamento mm	17
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	36
PgaLO/g	0,066	PgaLO/Pga 81%	1,175
Rapporto q*=Fe/Fy	0,25	TrCLO	64,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,156
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	19	Spostamento mm	20
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	41
PgaLD/g	0,076	PgaLD/Pga 63%	1,089
Rapporto q*=Fe/Fy	0,32	Asta3D Nro	61
----------		TrCLD	91,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,083
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	49	Spostamento mm	98
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	97
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,85	Asta3D Nro	166
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	62	Spostamento mm	151
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	114
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,08	Asta3D Nro	166
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	8 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	96	Numero passi significativi	96
Massa SDOF (t)	869,52	Taglio alla base max. (t)	421,57
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	371,17
Rigidezza SDOF (t/m)	11307,62	Spostam. Snervam. SDOF mm	33
Periodo SDOF (sec)	0,56	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	18,516	Fattore struttura	2,466
Coeff Smorzam.Equival.	23,000	Duttilita	2,466
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	13	Spostamento mm	17
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	32
PgaLO/g	0,072	PgaLO/Pga 81%	1,278
Rapporto q*=Fe/Fy	0,39	TrCLO	78,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,254
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	16	Spostamento mm	21
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	44
PgaLD/g	0,087	PgaLD/Pga 63%	1,240
Rapporto q*=Fe/Fy	0,50	Asta3D Nro	74
----------		TrCLD	125,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,234
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	43	Spostamento mm	66
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	87
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	1,32	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	55	Spostamento mm	81
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	96
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,67	Asta3D Nro	61
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	9 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	103	Numero passi significativi	103
Massa SDOF (t)	415,61	Taglio alla base max. (t)	477,13
Coeff. Partecipazione	1,37	Resistenza SDOF (t)	305,87
Rigidezza SDOF (t/m)	5515,56	Spostam. Snervam. SDOF mm	55
Periodo SDOF (sec)	0,55	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	9,236	Fattore struttura	2,481
Coeff Smorzam.Equival.	24,000	Duttilita	2,481
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	13	Spostamento mm	13
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	27
PgaLO/g	0,057	PgaLO/Pga 81%	1,011
Rapporto q*=Fe/Fy	0,23	TrCLO	45,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,000
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	16	Spostamento mm	19
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	45
PgaLD/g	0,082	PgaLD/Pga 63%	1,168
Rapporto q*=Fe/Fy	0,29	Asta3D Nro	67
----------		TrCLD	108,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,162
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	43	Spostamento mm	107
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	99
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,77	Asta3D Nro	139
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	54	Spostamento mm	138
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	103
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	0,98	Asta3D Nro	57
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	10 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	102	Numero passi significativi	102
Massa SDOF (t)	415,61	Taglio alla base max. (t)	395,33
Coeff. Partecipazione	1,37	Resistenza SDOF (t)	254,13
Rigidezza SDOF (t/m)	6788,04	Spostam. Snervam. SDOF mm	37
Periodo SDOF (sec)	0,50	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	7,593	Fattore struttura	2,629
Coeff Smorzam.Equival.	25,000	Duttilita	2,729
STATO LIMITE DI OPERATIVITA'			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	11	Spostamento mm	19
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	41
PgaLO/g	0,087	PgaLO/Pga 81%	1,555
Rapporto q*=Fe/Fy	0,30	TrCLO	126,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,528
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	15	Spostamento mm	19
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	41
PgaLD/g	0,087	PgaLD/Pga 63%	1,244
Rapporto q*=Fe/Fy	0,39	Asta3D Nro	67
----------		TrCLD	126,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,238
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	36	Spostamento mm	73
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	91
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,97	Asta3D Nro	59
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
STATO LIMITE DI COLLASSO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	45	Spostamento mm	102
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	102
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,19	Asta3D Nro	59
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	11 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	99	Numero passi significativi	99
Massa SDOF (t)	451,22	Taglio alla base max. (t)	355,48
Coeff. Partecipazione	1,28	Resistenza SDOF (t)	244,07
Rigidezza SDOF (t/m)	5072,73	Spostam. Snervam. SDOF mm	48
Periodo SDOF (sec)	0,60	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	13,126	Fattore struttura	3,287
Coeff Smorzam.Equival.	27,000	Duttilita	3,287
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	14	Spostamento mm	12
S.L. Operativita'	NON VERIFICA	Numero passo precedente	20
PgaLO/g	0,050	PgaLO/Pga 81%	0,899
Rapporto q*=Fe/Fy	0,28	TrCLO	34,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	0,891
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	18	Spostamento mm	16
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	33
PgaLD/g	0,065	PgaLD/Pga 63%	0,934
Rapporto q*=Fe/Fy	0,37	Asta3D Nro	72
----------		TrCLD	63,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	0,931
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	46	Spostamento mm	115
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	91
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,97	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	59	Spostamento mm	158
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	99
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,23	Asta3D Nro	152
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	12 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	96	Numero passi significativi	96
Massa SDOF (t)	451,22	Taglio alla base max. (t)	291,75
Coeff. Partecipazione	1,28	Resistenza SDOF (t)	201,04
Rigidezza SDOF (t/m)	8051,12	Spostam. Snervam. SDOF mm	25
Periodo SDOF (sec)	0,47	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	16,345	Fattore struttura	3,238
Coeff Smorzam.Equival.	27,000	Duttilita	3,483
STATO LIMITE DI OPERATIVITA'			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	11	Spostamento mm	15
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	40
PgaLO/g	0,075	PgaLO/Pga 81%	1,336
Rapporto q*=Fe/Fy	0,43	TrCLO	87,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,312
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	14	Spostamento mm	19
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	54
PgaLD/g	0,093	PgaLD/Pga 63%	1,324
Rapporto q*=Fe/Fy	0,56	Asta3D Nro	74
----------		TrCLD	147,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,319
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	34	Spostamento mm	66
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	93
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	1,33	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
STATO LIMITE DI COLLASSO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	43	Spostamento mm	87
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	96
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,63	Asta3D Nro	61
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	13 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	104	Numero passi significativi	104
Massa SDOF (t)	869,52	Taglio alla base max. (t)	673,32
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	595,42
Rigidezza SDOF (t/m)	10437,17	Spostam. Snervam. SDOF mm	57
Periodo SDOF (sec)	0,58	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	8,194	Fattore struttura	2,307
Coeff Smorzam.Equival.	23,000	Duttilita	2,307
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	13	Spostamento mm	18
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	30
PgaLO/g	0,073	PgaLO/Pga 81%	1,311
Rapporto q*=Fe/Fy	0,23	TrCLO	83,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,286
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	17	Spostamento mm	24
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	43
PgaLD/g	0,095	PgaLD/Pga 63%	1,359
Rapporto q*=Fe/Fy	0,30	Asta3D Nro	67
----------		TrCLD	157,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,355
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	45	Spostamento mm	101
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	95
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,79	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	57	Spostamento mm	132
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	104
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,00	Asta3D Nro	41
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	14 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	103	Numero passi significativi	103
Massa SDOF (t)	869,52	Taglio alla base max. (t)	558,81
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	489,85
Rigidezza SDOF (t/m)	12845,29	Spostam. Snervam. SDOF mm	38
Periodo SDOF (sec)	0,52	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	7,104	Fattore struttura	2,508
Coeff Smorzam.Equival.	24,000	Duttilita	2,522
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	12	Spostamento mm	22
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	43
PgaLO/g	0,094	PgaLO/Pga 81%	1,681
Rapporto q*=Fe/Fy	0,31	TrCLO	153,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,655
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	15	Spostamento mm	24
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	48
PgaLD/g	0,103	PgaLD/Pga 63%	1,474
Rapporto q*=Fe/Fy	0,40	Asta3D Nro	67
----------		TrCLD	193,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,475
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	40	Spostamento mm	71
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	95
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	1,05	Asta3D Nro	59
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	50	Spostamento mm	96
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	103
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,29	Asta3D Nro	41
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	15 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	115	Numero passi significativi	115
Massa SDOF (t)	869,52	Taglio alla base max. (t)	557,36
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	499,53
Rigidezza SDOF (t/m)	7815,45	Spostam. Snervam. SDOF mm	64
Periodo SDOF (sec)	0,67	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	13,819	Fattore struttura	2,671
Coeff Smorzam.Equival.	24,000	Duttilita	2,671
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	15	Spostamento mm	16
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	27
PgaLO/g	0,057	PgaLO/Pga 81%	1,021
Rapporto q*=Fe/Fy	0,24	TrCLO	46,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,009
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	20	Spostamento mm	20
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	36
PgaLD/g	0,070	PgaLD/Pga 63%	1,006
Rapporto q*=Fe/Fy	0,31	Asta3D Nro	72
----------		TrCLD	75,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,000
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	52	Spostamento mm	109
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	105
PgaLV/g	0,247	PgaLV/Pga 10%	1,507
Rapporto q*=Fe/Fy	0,81	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	2475,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,670
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	66	Spostamento mm	171
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	115
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,03	Asta3D Nro	61
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	16 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	90	Numero passi significativi	90
Massa SDOF (t)	869,52	Taglio alla base max. (t)	413,51
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	365,12
Rigidezza SDOF (t/m)	13124,84	Spostam. Snervam. SDOF mm	28
Periodo SDOF (sec)	0,52	Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfa1	15,524	Fattore struttura	2,286
Coeff Smorzam.Equival.	23,000	Duttilita	2,312
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	12	Spostamento mm	18
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	36
PgaLO/g	0,083	PgaLO/Pga 81%	1,477
Rapporto q*=Fe/Fy	0,42	TrCLO	111,000
----------		(TrCLO/TDLO)^a	1,450
S T A T O L I M I T E D I D A N N O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	15	Spostamento mm	23
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	46
PgaLD/g	0,099	PgaLD/Pga 63%	1,415
Rapporto q*=Fe/Fy	0,55	Asta3D Nro	72
----------		TrCLD	174,000
----------		(TrCLD/TDLD)^a	1,414
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	40	Spostamento mm	51
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	80
PgaLV/g	0,218	PgaLV/Pga 10%	1,331
Rapporto q*=Fe/Fy	1,41	Asta3D Nro	61
----------		TrCLV	1682,000
----------		(TrCLV/TDLV)^a	1,424
S T A T O L I M I T E D I C O L L A S S O			
D O M A N D A		C A P A C I T A'	
Spostamento mm	49	Spostamento mm	64
S.L. Collasso	VERIFICATO	Numero passo precedente	90
PgaLC/g	0,247	PgaLC/Pga 5%	1,188
Rapporto q*=Fe/Fy	1,73	Asta3D Nro	61
----------		TrCLC	2475,000
----------		(TrCLC/TDLC)^a	1,242

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER							
TABELLE AUSILIARIE PER POST-VERIFICHE PUSH-OVER							
Push	Primo Collasso				Resistenza nel Piano di un Pannello in muratura		STATUS VERIFICHE
	Nodo		Taglio				
Nro	TrCLC	PgaLC/g	TrCLC	PgaLC/g	TrCLV	PgaLV/g	MECC.FRAGILI
1	32,00	0,049	38,00	0,053			NON VERIFICA
2	10,00	0,048	378,00	0,132			NON VERIFICA
3	27,00	0,048	610,00	0,156			NON VERIFICA
4	49,00	0,059	42,00	0,055			NON VERIFICA
5	63,00	0,065	44,00	0,056			NON VERIFICA
6	13,00	0,048	402,00	0,135			NON VERIFICA
7	32,00	0,049	674,00	0,162			NON VERIFICA
8	91,00	0,076	73,00	0,070			NON VERIFICA
9	24,00	0,048	52,00	0,060			NON VERIFICA
10	10,00	0,048	320,00	0,124			NON VERIFICA
11	30,00	0,048	919,00	0,179			NON VERIFICA
12	78,00	0,072	62,00	0,065			NON VERIFICA
13	44,00	0,056	64,00	0,066			NON VERIFICA
14	13,00	0,048	287,00	0,120			NON VERIFICA
15	35,00	0,051	813,00	0,172			NON VERIFICA
16	125,00	0,087	125,00	0,087			NON VERIFICA