

**STUDIO DI INGEGNERIA CIVILE**

**Dott. Ing. Walter Bellotta**

Via M. Bagnoli N° 62 67051 AVEZZANO (AQ) Tel.fax. 0863 070900

Codice Fisc. **BLLWTR48D22L334Z** - P. IVA = **01796890661** -

[www.tecnostudio.org](http://www.tecnostudio.org) - 1, [w.bellotta@alice.it](mailto:w.bellotta@alice.it)

**COMUNE DI SA.BENEDETTO DEI MARSI**

**PROV. L' AQUILA**

**VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA  
EDIFICIO DI RILEVANTE IMPORTANZA AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE -  
SCUOLA MEDIA "MARRUVIUM" NEL CAPOLUOGO  
AI SENSI DELL' ORDINANZA O.P.C.M. 3274/2003 E S.M.I. E N.T.C. 2008.**

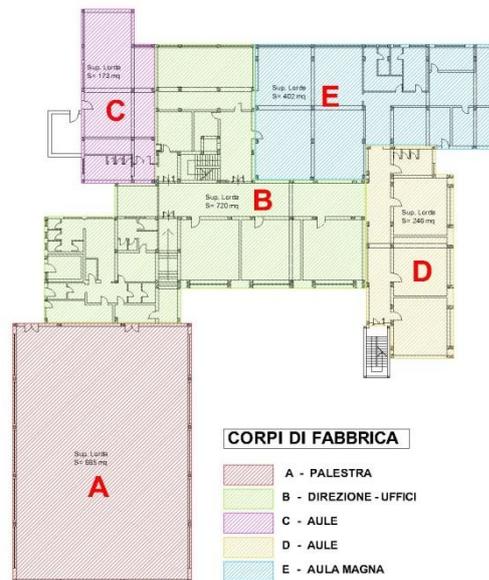
**2) RELAZIONE DI SINTESI  
COMMENTO DEI RISULTATI**

( Art. 8.7.2 NTC 2008 Circ. N° 617/2009 C.S.LL.PP. )

**Allegato:**

**SCUOLA MEDIA "MARRUVIUM"**

**2  
Fase III**



**Agosto 2016**

Fronte Ingresso Principale

Corpi di fabbrica

**COMMITTENTE:**

**COMUNE DI S.BENEDETTO DEI MARSI**

Agosto 2016

**Il tecnico Incaricato  
Ing. Walter Bellotta**

### 1.1 PREMESSA

Con sottoscrizione di Convezione di Incarico del professionista in data 16/04/2016 è stata affidata al sottoscritto Ing. Walter Bellotta con studio Tecnico in Avezzano via M. Bagnoli N° 62, l'esecuzione delle Verifiche di Vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico MARRUVIUM nel Comune di San Benedetto dei Marsi, in conformità alle Norme Tecniche ed alle disposizioni di cui all'O.P.C.M. 3274/2003 e s.m.i., nonché delle NTC 2008.

A seguito di tale incarico il sottoscritto ha proceduto all'acquisizione della documentazione riferita alla costruzione del complesso scolastico, presso il Comune di S. Benedetto dei Marsi e gli Uffici del Genio Civile di Avezzano.

Il sottoscritto ha effettuato inoltre numerosi sopralluoghi di verifica e misurazione finalizzati al rilievo dettagliato del complesso edilizio, per la definizione dello stato attuale delle strutture e dei locali; ha esaminato la documentazione tecnica fornita dall' U.T.C. relativa ad indagini strutturali precedentemente effettuate dalla Soc. THEMA di Bologna e dalle quali ha tratto le notizie ritenute utili ai fini dello svolgimento del proprio incarico. Sulla base delle risultanze emerse dall' esame della documentazione fornita, lo scrivente ha predisposto una serie di ulteriori prove ed indagini da effettuare sui materiali impiegati nella costruzione e sulle strutture, con prelievi di campioni ed esecuzione di prove non distruttive (SONREB, paco metriche ecc.), che la Amministrazione Comunale ha provveduto ad affidare ad apposite ditte all'uopo abilitate ( Indagini geologiche ed Indagini sui materiali impiegati ). Queste ulteriori indagini hanno consentito di raggiungere il Livello di Conoscenza ritenuto opportuno per lo svolgimento delle successive analisi di Vulnerabilità sismica.

## III-1

## CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE STRUTTURALI

### 1.- DESCRIZIONE SOMMARIA DELL' IMMOBILE

#### 1.1) Localizzazione e inquadramento generale.

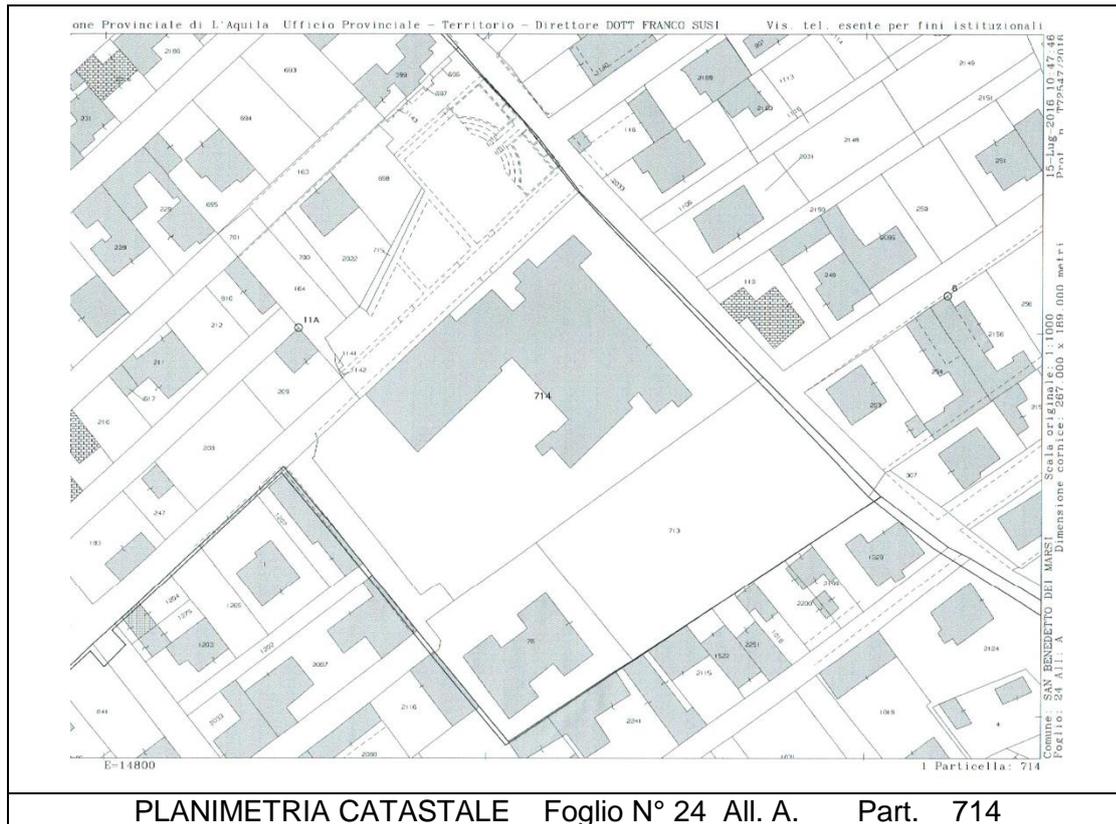


Il fabbricato è ubicato su un'area pianeggiante prospiciente via \_S. Cipriano ed è catastalmente individuato dalla particella n. 714 del Foglio n. 24 All. A del Comune di San Benedetto dei Marsi. Esso è composto da diversi corpi di fabbrica con strutture portanti in calcestruzzo armato, edificati in tempi successivi, strutturalmente distinti, costituiti da un corpo principale, in cui sono collocate le aule ed i relativi servizi ( costituito da N° 4 corpi di fabbrica distinti e separati da giunti tecnici ) ed il corpo Palestra con relativi servizi e spogliatoi; completano il complesso alcuni corpi aggiunti di modeste dimensioni, ad un solo livello, in parte con strutture in muratura di blocchi di calcestruzzo ed in parte, di più recente costruzione, con strutture in

calcestruzzo armato, in cui sono stati ubicati caldaie e serbatoi con relativi impianti di supporto e scale di emergenza.

Il complesso scolastico "Marruvium" è costituito da 5 corpi di fabbrica individuati con (A, B - prima e seconda parte -, C • D ed E) dei quali alcuni sono stati dichiarati inagibili (blocchi A, B - prima e seconda parte - ed E) mediante rilevazione eseguita a mezzo Schede AeDES 06/2008 (Scheda n. 005 del 28.04.2009 squadra 965 - Scheda n. 006 del 28.04.2009 squadra 965 - Scheda n. 0009 del 28.04.2009 squadra 965) a seguito del sisma del 06.04.2009.

I corpi dell'edificio sono di edificazione successiva risalente al periodo 1979 -1990.



## 1.2) Organizzazione e Distribuzione interna.

Nel Complesso Principale risulta distribuito su diversi corpi di fabbrica in adiacenza tra loro e separati strutturalmente. Esso è composto da N 4 corpi di fabbrica che di seguito verranno indicati come corpi B-C-D-E, che presentano diversa organizzazione in pianta ed in elevazione. L'edificio risulta in parte seminterrato sul fronte principale e libero sui rimanenti fronti.

In dettaglio i Lotti B-C-D-E che costituiscono il Corpo Principale presentano la seguente organizzazione interna:

- Al Piano Interrato si trovano depositi di materiale vario, Magazzini, Locali Tecnici, alcune Aule, la Mensa e la relativa Cucina; l'accesso esterno al Piano seminterrato avviene tramite ingresso sdal cortile che si affaccia sulla strada laterale al complesso scolastico; l'accesso interno dai piani superiori avviene tramite scala interna a due rampe. Nella porzione che è in

adiacenza alla Palestra si trovano i locali Spogliatoio , Tecnici e di Deposito a servizio della Palestra

- Al Piano terra si trova l' ingresso principale, disimpegni, gli Uffici della Presidenza e Segreteria, la Biblioteca, la Sala Attività Comuni e N° 6 Aule per la attività didattica;
- Al Piano Primo trovano posto altre N° 5 Aule servite da ampio disimpegno a cui si accede dalla scala a due rampe che sale dal piano inferiore. Nel disimpegno centrale trova posto uno spazio un vano inutilizzato ne quale avrebbe dovuto essere collocato presumibilmente un ascensore ma che è attualmente inutilizzato.

La copertura del complesso è parte in piano e parte a falde inclinate.

Il Lotto A costituisce la Palestra che si affaccia sulla strada laterale. Essa è sempre realizzata con struttura in cemento armato a doppia altezza. La palestra presenta una copertura realizzata con tegoli prefabbricati in c.a.p. a doppia curvatura, poggiati sulle travi longitudinali in c.a.

L' edificio principale è realizzato su due e tre livelli ed ha una superficie coperta di circa 1.540 mq;d una altezza alla linea di gronda variabile, fino ad un massimo di ml 10,60. La porzione di edificio ad un solo piano dove è realizzata la Palestra, presenta una superficie lorda coperta pari a S= 648 mq circa ed una altezza alla linea di imposta della copertura piana di circa 8,10 ml.

		superfici lorde corpi di fabbrica			
		P.S.interrato	P.TERRA	P. PRIMO	TOT. SUP.
CORPI FABBRICA		Sup. mq	Sup. mq	Sup. mq	mq
<b>A</b>	PALESTRA	665			665
<b>B</b>	Corpo Centrale	720	540	436	1696
<b>C</b>	Corpo Sin.	173	173		346
<b>D</b>	Corpo Dx	246	246	246	738
<b>E</b>	Aula Magna	402	360		762
TOTALI					4207

In dettaglio le superfici lorde di solaio ai vari piani risultano essere le seguenti:

CORPO B-C-D-E

- Piano Interrato - H = 3,35 ml S = 1.540 mq;
- Piano Terra - H = 3,45 ml S = 1.320 mq
- Piano Primo - H = 3,40 ml S = 680 mq;

CORPO A- Palestra

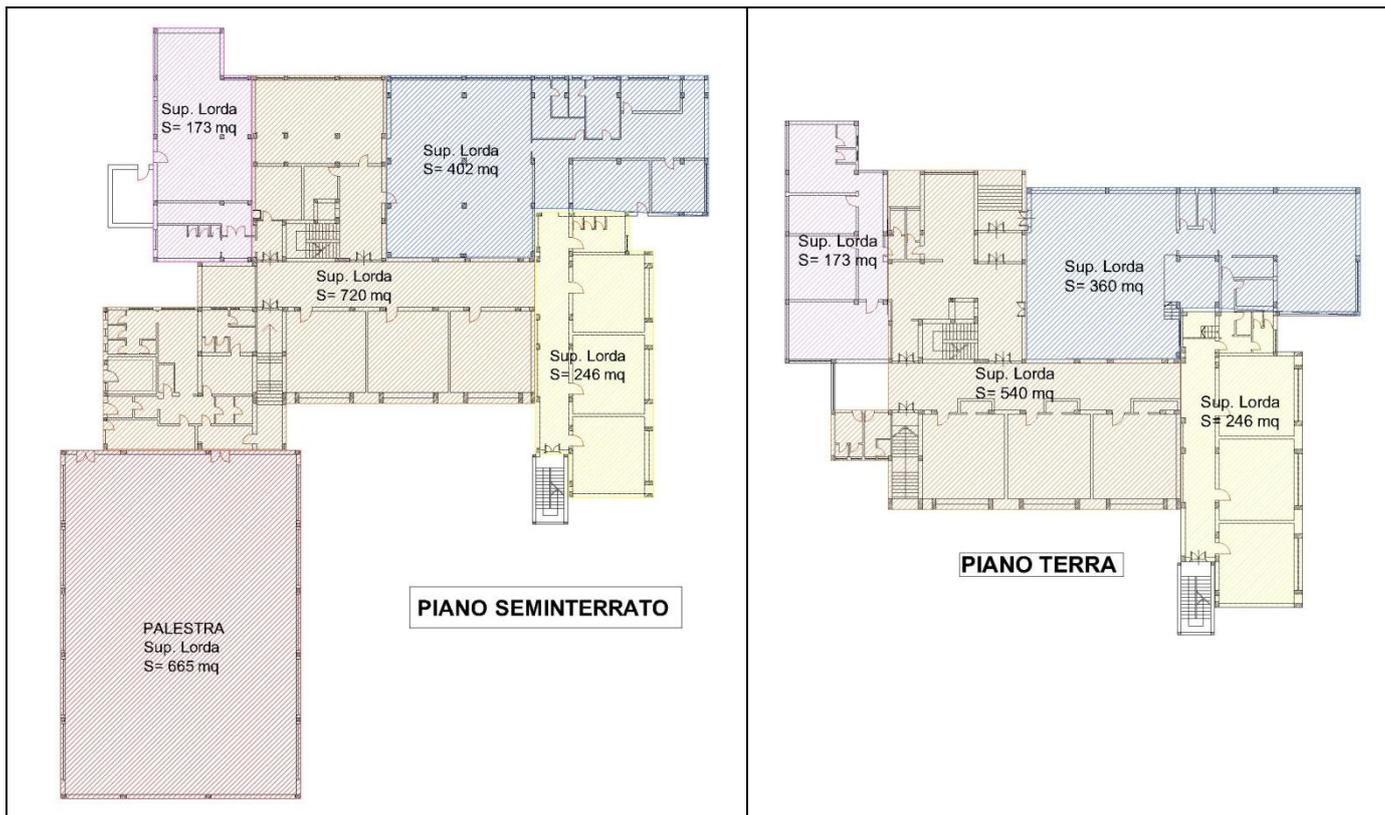
- H = 8,10 ml S = 665 mq

Totale sup. lorda (compreso s.tetto

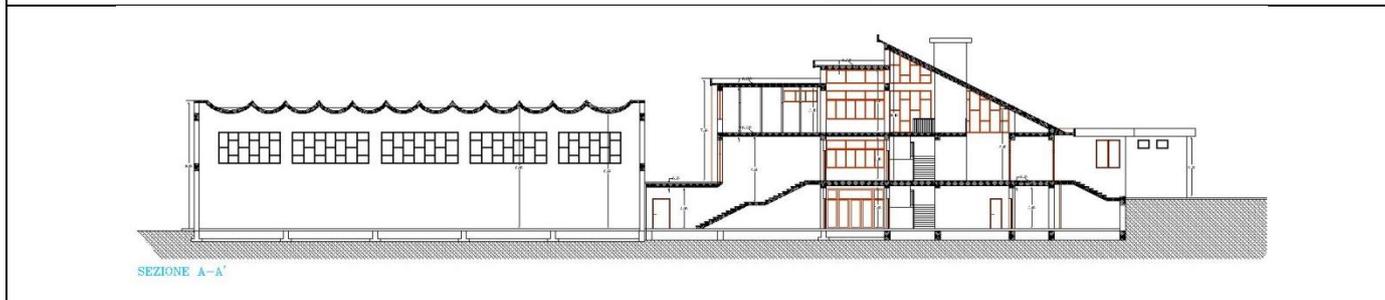
St = 4.207 mq

Il volume lordo edificato risulta essere pari a :

$$V. \text{ tot} = (1.540 \times 3,35 + 1.320 \times 3,45 + 680 \times 3,40 + 665 \times 8,10) = \text{tot. } 17.410 \text{ mc v.p.p.}$$



Distribuzione Lotti A-B-C-D-E



### 1.3. CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE STRUTTURALI

Dagli elaborati acquisiti dal Genio Civile di Avezzano e dagli archivi comunali si evincono le caratteristiche strutturali che di seguito si elencano.

#### 1.3.1 Corpo principale di aule e servizi.

Il Nucleo principale risulta costituito dai diversi lotti B-C-D-E. Esso è realizzato in diversi I periodi successivi di costruzione, come di seguito specificato. Tutti i diversi lotti presentano analoghe caratteristiche strutturali come meglio precisato nel seguito.

##### 1° Stralcio/Lotto - composto dal lotto centrale B.

Esso presenta strutture portanti in calcestruzzo armato realizzate sulla base del Progetto di cui al Deposito presso gli Uffici del Genio Civile di Avezzano art. 4 Legge N° 1086/1971 in data 30/10/1078 Prot. 9048, redatto dall' Ing. Antonio Petrucci e Calcolo Strutture Ing. Nino Torrelli., contenente tra l'altro la seguente documentazione di progetto ( che è stato possibile reperire presso gli Uffici Comunali ):

- Tavole progetto esecutivo:
  1. Pianta fili fissi;
  2. Pianta fondazione;
  3. Armatura telai (5-6);
  4. Armatura telai (1-2);
  5. Armatura telai (3-4);
  6. Armatura telai (7-8);

Le fondazioni, come riportato nelle tavole di progetto, risultano costituite da travi rovesce in calcestruzzo armato, tessute nelle due direzioni principali a costituire una maglia chiusa, di sezione variabile 35x65 cm e 45x65 cm

I pilastri ai successivi ordini hanno diverse dimensioni ed armature, come riportato nelle tavole allegata e così riassumibili: 40x35 cm, 50x35 cm, 40x55 cm, 75x35 cm. Tutti i pilastri risultano armati con barre longitudinali Ø 16, in vario numero e collocazione sulla sezione; le staffe sono indicate per tutti i pilastri con diametro Ø 6 e passo medio 20 cm.

Nei diversi solaio di piano le travi presentano sezioni variabili a seconda della funzione (portanti i solai in latero-cemento o semplice collegamento). Le sezioni presenti risultano essere variabili tra 35x25 cm a 35x50 cm e risultano armate con armature longitudinali Ø 16 e staffe trasversali Ø 6 e passo medio 20 cm..

I solai di piano risultano previsti in latero-cemento con spessore cm 20+5 cm, (con soletta superiore in c.a. di spessore cm 5) Essi sono stati oggetto di una approfondita campagna di indagini svolta dall' Ing. Alberto Bufali, come sarà più dettagliatamente approfondito nel seguito della presente relazione.

##### 2° Stralcio/Lotto - composto dai Lotti C e D

Questo secondo Lotto composto dai Corpi C e D presenta strutture portanti in calcestruzzo armato realizzate sulla base del Progetto di cui al Deposito presso gli Uffici del Genio Civile di Avezzano art. 4 Legge N° 1086/1971 in data 20/11/1979 Prot. 7896, redatto dall' Ing. Antonio Petrucci e Calcolo Strutture Ing. Nino Torrelli., contenente tra l'altro la seguente documentazione di progetto ( che è stato possibile reperire presso gli Uffici Comunali ):

- Relazione Illustrativa;
- Relazione sul terreno di fondazione;
- Richiesta certificato di conformità per l'edificio scuola media;
- Calcoli statici;

- Tavole progetto esecutivo:
- 1. Pianta fili fissi;
- 2. Armatura travi 1° e 2° solaio (58 ...69) (59 ...70) (62 ...71) (58-59) (60...62) (63 ...65) (66 . . .68) (69...71) - TAV E1;
- 3. Armatura travi fondazioni (58 . . .69) (59 ...70) (62...71) (58-59) (60...62) (63 ...65) (66...68) (69 ...71), armatura muro di sostegno e pilastri I' e II' piano - TAV F1;
- 4. Armatura telai (Zona aule) compresa tra i pilastri (72...98).

Le fondazioni, come riportato nelle tavole di progetto, risultano essere realizzate da travi rovesce in calcestruzzo armato, tessute nelle due direzioni principali a costituire una maglia chiusa, di sezione 40x65 cm

I pilastri ai successivi ordini hanno diverse dimensioni ed armature, come riportato nelle tavole allegate e così riassumibili: 40x35 cm, 50x35 cm, 40x55 cm, 75x35 cm. Tutti i pilastri risultano armati con barre longitudinali Ø 16, in vario numero e disposizione sulle sezioni; le staffe sono indicate per tutti i pilastri con diametro Ø 6 e passo medio 15-20 cm.

Nei diversi solaio di piano le travi presentano sezioni variabili a seconda della funzione (portanti i solai in latero-cemento o semplice collegamento). Le sezioni presenti risultano essere variabili tra 35x25 cm a 35x50, 60x25 cm e 50x25 cm. Esse risultano armate con armature longitudinali Ø 16 e staffe trasversali Ø 6 e passo medio 15-20 cm..

I solai di piano risultano previsti in latero-cemento con spessore cm 20+5 cm, (con soletta superiore in c.a. di spessore cm 5). Anche questi solai sono stati oggetto di una approfondita campagna di indagini svolta dall' Ing. Alberto Bufali.

( non risulta reperibile il 3° Stralcio/Lotto dei lavori che, da notizie assunte, risulta essere relativo alle sole parti impiantistiche , ecc.).

#### **4° Stralcio - Progetto ampliamento 1991 . lotto E.**

La porzione in ampliamento costituisce la porzione denominata Lotto E dove si trova la sala comune e la Biblioteca. In questo lotto le strutture portanti in calcestruzzo armato realizzate sulla base del Progetto di cui al Deposito presso gli Uffici del Genio Civile di Avezzano art. 4 Legge N° 1086/1971 in data 3/05/1991 Prot. 4106, redatto dall' Ing. Antonio Petrucci, contenente tra l'altro la seguente documentazione di progetto ( che è stato possibile reperire presso gli Uffici del genio Civile di Avezzano a seguito di approfondita ricerca negli archivi storici ).

- Relazione a Strutture Ultimate ( con certificati di prove materiali ).
- Certificato di Collaudo;
- Tavole progetto esecutivo:
  1. Planimetria progetto esecutivo
  2. Pianta fondazione travi;
  3. Pianta Fili Fissi;
  4. Armatura travi solai copertura;
  5. Armatura travi 1° Solaio;
  6. Pianta Fondazioni;
  7. Pianta pilastri;

Le fondazioni di questo lotto, come riportato nelle tavole di progetto, risultano essere realizzate con travi rovesce in calcestruzzo armato, tessute nella direzione trasversale, con sezione 50x95 cm e suola cm 100 e travi longitudinali di collegamento in direzione longitudinale, di sezione rettangolare 50x95 cm

I pilastri ai successivi ordini hanno diverse dimensioni ed armature, come riportato nelle tavole

allegate e così riassumibili: 40x60 cm, 40x70 cm, 30x40 cm, 30x305 cm.

Tutti i pilastri risultano armati con barre longitudinali  $\varnothing$  16 reggistaffe e barre longitudinali  $\varnothing$  24, in vario numero e disposizione sulle sezioni; le staffe sono indicate per tutti i pilastri con diametro  $\varnothing$  8 e passo medio 15-20 cm.

Nei diversi solaio di piano le travi presentano sezioni variabili a seconda della funzione (portanti i solai in latero-cemento o semplice collegamento). Le sezioni presenti risultano essere variabili tra 80x30 cm a 40x60 cm, 60x25 cm e 50x25 cm. Esse risultano armate con armature longitudinali  $\varnothing$  16 e staffe trasversali  $\varnothing$  6 e passo medio 15-20 cm..

Sulla copertura della Sala Comune risulta rivisto un solaio del tipo Predall di spessore cm 40 tessuto sulle travi perimetrali mentre sugli altri campi di solaio questi risultano previsti in latero-cemento con spessore cm 30 e 25 cm, (con soletta superiore in c.a. di spessore cm 5). Anche questi solai sono stati oggetto di una approfondita campagna di indagini svolta dall' Ing. Alberto Bufali.

### 1.3.2 Palestra.

Per il corpo A della palestra le ricerche effettuate presso gli uffici del Genio Civile di Avezzano, non hanno consentito di reperire elaborati relative alle strutture e pertanto per tale Lotto si è deciso di procedere con progetto simulato, conducendo preliminarmente un accurato geometrico delle strutture portanti (travi e pilastri in c.a.) e assumendo in sede di progetto delle armature i riferimenti di normativa esistenti all'epoca della realizzazione. Si è poi operato un accurato riscontro di armature effettuando numerose indagini visive e pacometriche non distruttive.

Dai rilievi che è stato possibile svolgere risulta la seguente situazione strutturale.

Le fondazioni si ritiene siano realizzate in analogia delle fondazioni degli altri corpi di fabbrica, con travi rovesce in c.a. nelle due direzioni ortogonali.

I pilastri perimetrali e del corpo di collegamento con l'edificio delle aule sono indicati di dimensioni 35x50 cm, con armature  $\varnothing$  16 longitudinali in vario numero e disposizione nelle sezioni, con staffatura  $\varnothing$  8 ogni 18 cm; La copertura della palestra è realizzata con tegoli in c.a.p. poggiati sulle travi longitudinali perimetrali, realizzati con sezione trasversale di tipo semicircolare.

Sul perimetro dell'edificio è presente alla quota di circa 4,60 ml dal pavimento una trave in c.a. di sezione 35x50 cm a costituire rompitratta sulla intera altezza dei pilastri e con la funzione di sostenere la tamponatura perimetrale costituita da muratura a cassetta con doppia fodera in laterizi forati. Le travi perimetrali longitudinali in copertura hanno dimensioni 35x75 cm. Su queste travi sono poggiati i tegoli di copertura realizzati con lastra curva di c.a.p. di spessore cm 15.

Anche per la palestra non sono state rilevate particolari situazioni di danni alle strutture, se non modeste fessurazioni agli attacchi delle tamponature con le pilastrature, indici di non idoneo ancoraggio tra le stesse, e qualche distacco di intonaci prevalentemente esterni, dovuti alla vetustà del fabbricato.

### Giunti Tecnici.

Per quando è stato possibile accertare tra i diversi corpi di fabbrica che costituiscono l'intero complesso scolastico sono presenti giunti tecnici di distacco tra le diverse strutture. Anche se alcuni di questi giunti sono stati in parte ricoperti, dalle misurazioni che è stato possibile effettuare i giunti in vista presentano dimensioni tali che fanno presumere la impossibilità di eventuali effetti di interferenza e martellamento tra i corpi contigui. Si ritiene allo stato delle conoscenze acquisite che le diverse strutture costituenti il complesso non presentino condizioni di interferenza di alcun genere.



**Tamponature e tramezzature.**

Le tamponature esterne del complesso scolastico sono realizzate con muratura a cassetta, costituita da una fodera esterna in blocchi di laterizio forati di spessore cm 13 legati a malta cementizia e fodera interna di mattoni di laterizio forati legati a malta cementizia. Sulle diverse specchiature sono presenti ampie finestrate. Sulle due pareti è presente intonaco cementizio interno ed esterno per uno spessore variabile 1-3 cm.

Per una migliore comprensione dello stato di fatto sia per la distribuzione interna che per la organizzazione strutturale dell' edificio scolastico, si rimanda ai Disegni di rilievo redatti sulla base dei riscontri e misurazioni effettuati durante il corso dei numerosi sopralluoghi.

**1.4) Quadro di Danno e Stato di Conservazione.**

In occasione delle diverse visite di sopralluogo si sono svolte indagini per accertare la consistenza, stato d'uso ed eventuale quadro fessurativo o di danno presente nel fabbricato oggetto di analisi di vulnerabilità sismica.

Durante gli esami visivi si è accertato che, per quanto riguarda lo stato di conservazione delle strutture, non risultano significativi segnali di dissesto, danni o presenza di fessurazioni tali da



essere riconducibili a problemi statici della struttura o a cedimenti di fondazione apprezzabili. Sono visibile invece, nella porzione del seminterrato Lotto E-Lotto D , segni di degrado degli intonaci e del calcestruzzo dei pilastri, con parziale distacco del copriferro ed esposizione delle armature metalliche. Tale circostanza riguarda solo alcuni elementi al piano seminterrato e sono la conseguenza di infiltrazioni di acque meteoriche facilmente eliminabili.

Complessivamente le strutture del fabbricato risultano di buona fattura, in normale stato di conservazione ed uso e con assenza di danni visibili causati da dissesti e/o cedimenti differenziali di fondazione. Questa ultima circostanza consente fin da ora di poter affermare che il sistema di fondazione, pur non essendo direttamente ispezionabile, risulta stabilizzato ed in grado di svolgere la funzione di trasferimento al terreno dei carichi verticali ed orizzontali in condizioni di sicurezza e se ne ritiene pertanto adeguata la capacità portante.

**III-2 INDAGINI-PROVE DISTRUTTIVE E NON DISTRUTTIVE**

**2.1.1) INDAGINI E PROVE MATERIALI IMPIEGATI**

**a) Indagini non distruttive Soc. T.H.E.M.A.**

Successivamente al sisma che ha colpito la Città dell' Aquila il giorno 06/04/2009 la Amministrazione Comunale di San Benedetto affidò alla Soc. T.H.E.M.A. di Bologna l' incarico di condurre Analisi Strutturali e le Relative Verifiche di resistenza delle strutture oggetto delle presenti Verifiche di Vulnerabilità Sismica. La Soc. T.H.E.M.A. condusse preliminarmente una estesa campagna di indagini non distruttive sulle strutture in c.a. consistenti prevalentemente in prove SONREB a seguito delle quali produsse una Relazione sulla VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA DI STRUTTURE IN C.A. . Questa Relazione, unitamente alla ulteriore documentazione prodotta dall Soc. T.H.E.M.A. è stata fornita allo scrivente dalla

RISULTATI INDAGINI Soc. T.H.E.M.A. –															
1) Prove SONREB non distruttive															
<p>Scuola media "MARRUVIUM" - San Benedetto dei Marsi - Intervento del 04 - 07 settembre 2009 INDAGINI COMBinate SU STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO - RT 2973 - 2009</p>		<p>Scuola media "MARRUVIUM" - San Benedetto dei Marsi - Intervento del 04 - 07 settembre 2009 INDAGINI COMBinate SU STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO - RT 2973 - 2009</p>													
<p>CANTIERE: Scuola Media MARRUVIUM LOCALITA': San Benedetto dei Marsi</p>															
<p>TIPO DI CONTROLLO: Metodo combinato ULTRASUONI + DUREZZA SUPERFICIALE</p>															
<p>Coefficiente di Correzioni 1,25</p>															
		<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Ra</th> <th>Ra</th> <th></th> </tr> <tr> <th></th> <th>kg/cm2</th> <th>corretta</th> <th></th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>kg/cm2</th> <th></th> </tr> </thead> </table>		Ra	Ra			kg/cm2	corretta				kg/cm2		
	Ra	Ra													
	kg/cm2	corretta													
		kg/cm2													
1	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 1	220	276	33	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 33	181	227								
2	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 2	211	264	34	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 34	194	243								
3	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 4	218	274	35	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 35	164	206								
4	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 5	43	54	36	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 36	154	193								
5	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 8	250	314	37	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 37	273	343								
6	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 9	209	262	38	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 38	130	163								
7	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 10	207	260	39	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 39	216	271								
8	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 11	236	296	40	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 40	222	279								
9	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 6	218	274	41	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 41	123	154								
10	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 7	251	314	42	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 42	182	229								
11	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 12	191	240	43	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 43	274	344								
12	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 3	226	284	44	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 44	299	375								
13	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 13	127	159	45	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 45	197	247								
14	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 14	227	285	46	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 46	231	290								
15	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 15	319	401	47	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 47	346	434								
16	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 16	305	382	48	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 48	256	321								
17	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 17	309	388	49	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 49	157	197								
18	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 18	213	267	50	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 50	191	240								
19	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 19	189	238	51	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 51	170	214								
20	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 20	203	255	52	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 52	198	249								
21	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 21	173	217	53	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 53	204	255								
22	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 22	252	316	54	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 54	206	259								
23	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 23	251	315	55	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 55	220	276								
24	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 24	175	220	56	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 56	215	269								
25	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 25	171	214	57	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 57	161	202								
26	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 27	128	160	58	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 58	340	426								
27	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 26	170	213												
28	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 28	169	212												
29	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 29	192	241												
30	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 30	193	242												
31	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 31	188	236												
32	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 32	169	212												

Amministrazione Comunale e costituisce la base documentale che è stata utilizzata per lo svolgimento dell' incarico professionale di Verifiche di Vulnerabilità Sismica. In particolare, dall' esame della documentazione prodotta emerge che dalle N° 58 prove SONREB complessivamente effettuate sull' intero complesso edilizio, si ricavano valori di resistenza media del calcestruzzo

oscillanti tra 15,4 MPa e 42,6 MPa con una sensibile dispersione dei valori. Pur rilevando la non trascurabile dispersione dei valori ottenuti si deve tuttavia rilevare che questi consentono di affermare che le resistenze medie sperimentali di tipo non distruttivo risultano modeste ma non trascurabili. Questi valori sono stati assunti nella predisposizione della successiva campagna di indagini proposta dallo scrivente alla Amm.ne Comunale mirante ad accertare i valori sperimentali "veri" di resistenza dei calcestruzzi mediante prove distruttive di schiacciamento da mettere a confronto con i valori di resistenza "teorici" prima rilevati.

1) Indagini CARBONATAZIONE																																																																																																																																																																													
<b>RISULTATI SPERIMENTALI.</b>																																																																																																																																																																													
Le prove sono state eseguite in varie zone, in corrispondenza scalfiture più o meno profonde già esistenti o a microdemolizioni effettuate.																																																																																																																																																																													
In tale modo si è potuto indagare per profondità variabili da 1 a 4 cm, in modo da ridurre al minimo le lesioni ai pilastri.																																																																																																																																																																													
CANTIERE:	Scuola Media MARRUVIUM																																																																																																																																																																												
LOCALITA':	San Benedetto dei Marsi																																																																																																																																																																												
TIPO DI CONTROLLO:	Carbonatazione - Metodo Colorimetrico																																																																																																																																																																												
	<b>Profondità cm</b>																																																																																																																																																																												
1	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 1 Leggera																																																																																																																																																																												
2	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 2 1																																																																																																																																																																												
3	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 4 oltre 3																																																																																																																																																																												
4	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 5 2																																																																																																																																																																												
5	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 8 2																																																																																																																																																																												
6	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 9 2																																																																																																																																																																												
7	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 10 2																																																																																																																																																																												
8	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 11 2																																																																																																																																																																												
9	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 6 1																																																																																																																																																																												
10	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 7 2																																																																																																																																																																												
11	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 12 oltre 3																																																																																																																																																																												
12	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 3 2																																																																																																																																																																												
13	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 13 1																																																																																																																																																																												
14	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 14 oltre 3																																																																																																																																																																												
15	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 15 0																																																																																																																																																																												
16	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 16 0																																																																																																																																																																												
17	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 17 0																																																																																																																																																																												
18	PIANO RIALZATO PILASTRO - ZONA 18 1																																																																																																																																																																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Scuola Media "MARRUVIUM" - S. Benedetto dei Marsi</th> <th colspan="2">Intervento dal 04 - 07 settembre 2007</th> </tr> <tr> <th colspan="2">INDAGINI COMBinate SU STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO</th> <th colspan="2">RT 2973_2009</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>19</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 19</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>20</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 20</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>21</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 21</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>22</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 22</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>23</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 23</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>24</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 24</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>25</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 25</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>26</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 27</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>27</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 26</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>28</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 28</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>29</td><td>PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 29</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>30</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 30</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>31</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 31</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>32</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 32</td><td>oltre 2</td><td></td></tr> <tr><td>33</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 33</td><td>oltre 2</td><td></td></tr> <tr><td>34</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 34</td><td>oltre 3</td><td></td></tr> <tr><td>35</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 35</td><td>oltre 1</td><td></td></tr> <tr><td>36</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 36</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>37</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 37</td><td>2</td><td></td></tr> <tr><td>38</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 38</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>39</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 39</td><td>2</td><td></td></tr> <tr><td>40</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 40</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>41</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 41</td><td>2</td><td></td></tr> <tr><td>42</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 42</td><td>oltre 3</td><td></td></tr> <tr><td>43</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 43</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>44</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 44</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>45</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 45</td><td>2</td><td></td></tr> <tr><td>46</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 46</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>47</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 47</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>48</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 48</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>49</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 49</td><td>2</td><td></td></tr> <tr><td>50</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 50</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>51</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 51</td><td>2</td><td></td></tr> <tr><td>52</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 52</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>53</td><td>PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 53</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>54</td><td>PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 54</td><td>3</td><td></td></tr> <tr><td>55</td><td>PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 55</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>56</td><td>PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 56</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>57</td><td>PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 57</td><td>1</td><td></td></tr> <tr><td>58</td><td>PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 58</td><td>oltre 2</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>0</td><td></td></tr> </tbody> </table>		Scuola Media "MARRUVIUM" - S. Benedetto dei Marsi		Intervento dal 04 - 07 settembre 2007		INDAGINI COMBinate SU STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO		RT 2973_2009		19	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 19	1		20	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 20	1		21	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 21	1		22	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 22	1		23	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 23	1		24	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 24	1		25	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 25	1		26	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 27	1		27	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 26	1		28	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 28	1		29	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 29	1		30	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 30	1		31	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 31	1		32	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 32	oltre 2		33	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 33	oltre 2		34	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 34	oltre 3		35	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 35	oltre 1		36	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 36	1		37	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 37	2		38	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 38	1		39	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 39	2		40	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 40	1		41	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 41	2		42	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 42	oltre 3		43	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 43	1		44	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 44	1		45	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 45	2		46	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 46	1		47	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 47	1		48	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 48	1		49	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 49	2		50	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 50	1		51	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 51	2		52	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 52	1		53	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 53	1		54	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 54	3		55	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 55	1		56	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 56	1		57	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 57	1		58	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 58	oltre 2				0	
Scuola Media "MARRUVIUM" - S. Benedetto dei Marsi		Intervento dal 04 - 07 settembre 2007																																																																																																																																																																											
INDAGINI COMBinate SU STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO		RT 2973_2009																																																																																																																																																																											
19	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 19	1																																																																																																																																																																											
20	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 20	1																																																																																																																																																																											
21	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 21	1																																																																																																																																																																											
22	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 22	1																																																																																																																																																																											
23	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 23	1																																																																																																																																																																											
24	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 24	1																																																																																																																																																																											
25	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 25	1																																																																																																																																																																											
26	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 27	1																																																																																																																																																																											
27	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 26	1																																																																																																																																																																											
28	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 28	1																																																																																																																																																																											
29	PIANO PRIMO PILASTRO - ZONA 29	1																																																																																																																																																																											
30	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 30	1																																																																																																																																																																											
31	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 31	1																																																																																																																																																																											
32	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 32	oltre 2																																																																																																																																																																											
33	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 33	oltre 2																																																																																																																																																																											
34	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 34	oltre 3																																																																																																																																																																											
35	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 35	oltre 1																																																																																																																																																																											
36	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 36	1																																																																																																																																																																											
37	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 37	2																																																																																																																																																																											
38	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 38	1																																																																																																																																																																											
39	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 39	2																																																																																																																																																																											
40	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 40	1																																																																																																																																																																											
41	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 41	2																																																																																																																																																																											
42	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 42	oltre 3																																																																																																																																																																											
43	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 43	1																																																																																																																																																																											
44	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 44	1																																																																																																																																																																											
45	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 45	2																																																																																																																																																																											
46	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 46	1																																																																																																																																																																											
47	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 47	1																																																																																																																																																																											
48	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 48	1																																																																																																																																																																											
49	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 49	2																																																																																																																																																																											
50	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 50	1																																																																																																																																																																											
51	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 51	2																																																																																																																																																																											
52	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 52	1																																																																																																																																																																											
53	PIANO TERRA PILASTRO - ZONA 53	1																																																																																																																																																																											
54	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 54	3																																																																																																																																																																											
55	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 55	1																																																																																																																																																																											
56	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 56	1																																																																																																																																																																											
57	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 57	1																																																																																																																																																																											
58	PIANO RIALZATO TRAVE - ZONA 58	oltre 2																																																																																																																																																																											
		0																																																																																																																																																																											
C.M.E. Confratelli Murelli Edili s.r.l. - Albignasego - Padova																																																																																																																																																																													
Pagina 53																																																																																																																																																																													

Una ulteriore indagine condotta dalla Soc. T.H.E.M.A. ha riguardato la determinazione del grado di carbonatazione raggiunto dalle strutture in c.a. Questo processo comporta una diminuzione sensibile del PH presente nel calcestruzzo e la conseguente perdita di protezione chimica dell' acciaio con possibile innesco di fenomeni di ossidazione.

Attraverso la prova colorimetrica con bagnatura superficiale con soluzione al 1% di Fenoftaleina del calcestruzzo si è misurata la profondità del processo di carbonatazione in atto. Le prove hanno riguardato N° 58 punti di misura ed i valori delle profondità di penetrazione del fenomeno di carbonatazione sono riportate nello stralcio delle Tabelle sopra riportato. Dall' esame di questi valori si evince che il fenomeno risulta essere, per la maggior parte, di tipo superficiale, con profondità di penetrazione medie di circa 10 mm, con un massimo per alcune prove di circa 30 mm. Lo spessore del copriferro presente, mediamente di 20 mm consente di

**b) Indagini e prove di carico solai - Ing. Alberto BUFALI.**

La Amm.ne Comunale ha affidato all' Ing. A. Bufali l' incarico di effettuare la verifica statica/analitica dei solai dei piani terra e primo ed un controllo degli elementi non strutturali del piano sottotetto della Scuola Secondaria di primo grado "S.M. MARRUVIUM" sita nel Comune di San Benedetto dei Marsi (AQ) a seguito delle prove con metodo non invasivo, effettuate dalla società EXPERIMENTATIONS S.r.l. (allegato RELAZIONE 10525-ROPA/16\_Rev.0) .

### STRALCIO VERIFICHE DEI SOLAI . Ing. Alberto BUFALI

CAMPAGNA DI INDAGINI SPERIMENTALI  
S4 - SOLAIO PIANO TERRA  
DISLOCAZIONE IN PIANTE DELLA ZONA INDAGATA

PIANTA PIANO SEMINTERRATO

PARTICOLARE

LEGENDA

N.B. Indagine eseguita all'introdosso del solaio del piano terra.

SCHEMA GRAFICO

SEZIONE

SOLAIO IN LATEROCEMENTO - PIANO TERRA - PROVA DI CARICO N.3

CALCOLO DELLE DEFORMATE TEORICHE DOVUTE AD UN CARICO CONCENTRATO POSTO A L/2 E DETERMINAZIONE DEL VINCOLO

SCHEMA PROVA DI CARICO

F = 16150 N	Forza massima applicata ad L/2
L = 4,70 m	Luce del solaio
C1 = 1,91 m	Collaborazione laterale
i = 0,5 m	interasse travetti
E = 25000 N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico del calcestruzzo ipotizzato
t = C1/i = 3,82	Numero dei travetti collaboranti
f <sub>spertim</sub> = 0,30 mm	Abbassamento sperimentale depurato dagli appoggi
R <sub>spertim</sub> = 0,559	

---

SEZIONE RESISTENTE IPOTIZZATA

Avendo determinato il momento d'inerzia sperimentale e dalla letteratura del c.a.p. ipotizziamo la sezione resistente in base anche alle geometrie riscontrate dal saggio strutturale effettuato in cantiere.

LUNGHEZZA	T1	T2	T3	T4r	T4	T5	T6	T7	T8
da Cm	100	400	440	520	540	580	660	760	820
a Cm	380	420	500	520	560	640	740	820	oltre

**TABELLA POSIZIONE DELLE ARMATURE**

	T1	T2	T3	T4r	T4	T5	T6	T7	T8	Posizione
X*	X*	X	X	X	X	X	X	X	X	1
X*	X*	X	X	X	X	X	X	X	X	2
X*	X	X	X	X	X	X	X	X	X	3
X*	X	X	X	X	X	X	X	X	X	4
X*	X	X	X	X	X	X	X	X	X	5
X*	X	X	X	X	X	X	X	X	X	6
X*	X	X	X	X	X	X	X	X	X	7
X*	X	X	X	X	X	X	X	X	X	8

\*Trecce 2x2.25 - per tutte le altre posizioni treccia 3x2.25

SEZIONE RESISTENTE IPOTIZZATA

● n.3 treccie 3x2.25 diametro nominale

MOMENTO D'INERZIA DELLA SEZIONE RESISTENTE IPOTIZZATA

549633333 mm<sup>4</sup>

Si ipotizza inoltre:  
- resistenza del calcestruzzo R<sub>ctd</sub> 30

Calcolo del momento ultimo resistente:

MOMENTO ULTIMO RESISTENTE (M<sub>rd</sub>)

11,66 kNm

M<sub>2</sub> = 8,07 < M<sub>2,Ed</sub> = 11,66

VERIFICATO

**Schema di sezione resistente c.a. e verifiche S.L.U.**

Sulla base delle verifiche condotte, la Relazione dell' ing. A. Bufali conclude affermando quanto segue:

Verifica Statica-Analitica:

Dal punto di vista strutturale i **solai esaminati risultano verificati**, ciò porta a stabilire con metodo statistico che anche gli altri solai appartenenti allo stesso piano della scuola, della stessa tipologia di quelli esaminati, siano nelle stesse condizioni di sicurezza.

Verifica elementi non strutturali:

Per quanto riguarda il piano terra, primo e copertura si è eseguito un controllo relativo ai possibili ammaloramenti o distacchi intonaco-laterizio (sfondellamento del solaio); da tali **indagini si sono riscontrate zone soggette ad infiltrazioni su tutti e tre i piani** oggetto d'indagine come riportato nella relazione 10525-ROPA/16\_Rev.0 allegata.

**c) Indagini distruttive – non distruttive Soc. LABORTEC. C.S.E. S.r.l.**

Le indagini approfondite sui materiali impiegati sono state affidate dalla Amm.ne Comunale alla Soc. LABORTEC C.S.E. di Pescara con l' intento di conseguire un Livello di Conoscenza approfondito delle strutture. Il numero ed i risultati delle prove SONREB condotte dalla Soc. T.H.E.M.A. è stato assunto a riferimento per determinare la estensione della successiva campagna di indagini dirette e indirette per conseguire il Livello di Conoscenza richiesto ( LC3 ).

Sulla base di quanto sopra illustrato si è determinato il numero delle carote di cls da estrarre sulla base dello specchio che segue:

		superfici lorde corpi di fabbrica				PROVE SONREB				
		P.S.interrato	P.TERRA	P. PRIMO	TOT. SUP.	N.CAROTE SECONDO NTC2008 LC2	N. SONREB	Carote teoriche da SNR	N. Carote INTEGRARE secondo NTC2008	NUOVE PROVE
CORPI FABBRICA		Sup. mq	Sup. mq	Sup. mq	mq	2c./300mq	SNR	SNR/3	N.	N.
<b>A</b>	PALESTRA	665			665	4	7	2	2	<b>1</b>
<b>B</b>	Corpo Centrale	720	540	436	1696	11	27	9	2	<b>3</b>
<b>C</b>	Corpo Sin.	173	173		346	2	3	1	1	<b>2</b>
<b>D</b>	Corpo Dx	246	246	246	738	5	13	4	1	<b>3</b>
<b>E</b>	Aula Magna	402	360		762	5	6	2	3	<b>3</b>
TOTALI					4207	28	56	19	9	<b>12</b>

Per la campagna di indagini e prove sui materiali è stata incaricata la Soc. LABORTEC di Pescara autorizzata dal Ministero delle Infrastrutture con D.M. 18/10/1984 che, al termine del proprio lavoro, in data 29/06/2016 ha prodotto una relazione di Prove corredata da grafici, tabelle e risultati, che si allega in calce alla presente relazione ed a cui si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.

Nell' immobile in esame si sono individuate le membrature verticali e/o orizzontali (pilastri-travi), sulle quali procedere con prove distruttive e non distruttive per la definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche delle componenti strutturali, in numero ed estensione tale da soddisfare i requisiti richiesti all' art. C8A.1.B della Circolare CS.LL.PP. N° 617/2009 per il conseguimento, per i Lotti B-C-D-E di un **Livello di Conoscenza LC3**.

Per il solo Corpo A Palestra si è deciso di assumere un Livello di Conoscenza **LC2** in quanto per questo corpo di fabbrica non è stato possibile reperire il progetto esecutivo delle strutture ed i relativi disegni esecutivi tali da consentire di raggiungere il prefissato LC3.

La scelta delle membrature su cui effettuare le prove distruttive e non distruttive è stata fatta sulla base della rappresentatività delle stesse rispetto al sistema strutturale esaminato ed in base alla facilità di esecuzione delle prove medesime. Le estrazioni di carote sono state effettuate, con un numero minimo di due carote per piano e per una superficie di solaio pari a 300 mq, nel rispetto delle disposizioni contenute nella **Tab. C8A.1.3°** Circolare N° 617/2009. In totale si sono **estratte N° 12**

**carote** distribuite sui diversi Lotti . A queste carote si sono aggiunti i valori delle resistenze medie fm di N° 2 carote estratte in precedenza nel Lotto A Palestra. Le estrazioni delle carote sono state precedute da prove pacometriche per evitare di interessare le armature metalliche presenti nella estrazione dei provini di calcestruzzo. I valori di resistenza dell e prove SONREB precedentemente condotte dalla Soc. T.H.E.M.A. sulle membrature su cui si sono estratte le carote di cls sono state assunte a riferimento per la taratura degli strumenti per le prove non distruttive sui calcestruzzi effettuate sulle altre membrature selezionate.

Oltre alle prove distruttive si è operato con esecuzione di prove visive e pacometriche per la lettura delle armature su numerose travi e pilastri su ciascun piano. In particolare si sono condotte **N° 11 esami visivi** con estrazione del copriferro e messa in vista delle armature metalliche per un controllo della tipologia e del diametro. Si sono poi predisposte **N° 35 prove pacometriche** per la determinazione del numero e disposizione delle armature metalliche nelle diverse membrature. Infine si è disposta la **estrazione di N° 6 barre di armatura metallica** ( DUE PER IL Corpo B che risulta essere quello di maggiori dimensioni ed una ciascuna per ciascun altro Lotto A-C-D-E ).

In particolare, si sono individuate le travi di solaio ed i pilastri sui quali si sono condotti gli esami che hanno portato ad un sostanziale riscontro delle armature riportate nei disegni esecutivi

RISULTATI INDQAGINI SUI MATERIALI - Soc. LABORTEC

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE

Sigla del prelievo	Massa volumica [kg/m³]	Carico di rottura [kN]	Resistenza del provino [MPa]	Resistenza cilindrica f <sub>c</sub> [MPa] <sup>(2)</sup>	Resistenza cubica R <sub>c</sub> [MPa] <sup>(3)</sup>	Tipo di rottura <sup>(4)</sup>
C1	2232	127,6	18,38	17,23	20,76	s
C2	2209	106,2	15,30	14,28	17,21	s
C3	2261	158,8	22,88	21,43	25,82	s
C4	2197	87,4	12,59	11,74	14,14	s
C5	2258	126,9	18,28	17,13	20,64	s
C6	2247	83,3	12,01	11,22	13,52	s
C7	2217	101,2	14,58	13,60	16,38	s
C8	2289	78,5	11,31	10,53	12,69	s
C9	2271	207,1	29,84	28,12	33,88	s
C10	2282	143,2	20,64	19,36	23,33	s
C11	2242	131,7	18,97	17,79	21,43	s
C12	2272	120,6	17,38	16,28	19,62	s

Nota (\*) : calcolata secondo American Concrete Institute ACI 214.4R-03

Nota (†) : calcolata come 0,83\*f<sub>c</sub>

Nota (‡) : s) soddisfacente a=N) non soddisfacente secondo UNI EN 12390-3:2009

Committente : COMUNE DI SAN BENEDETTO DEI MARSI  
 Indirizzo : P.zza Nello Cerasani - 67058 SAN BENEDETTO DEI MARSI  
 Rif. Lavori : Complesso scolastico "Marruvium" - Via San Cipriano - SAN BENEDETTO DEI MARSI (AQ)

Dir. Lavori : -----

Identificazione dei provini - Dati dichiarati nella richiesta prove

Descrizione : N. 6 barre A.M.  
 Data ricevimento : da 19/05/2016 a 20/05/2016

Richiesta

Descrizione : Prova di trazione  
 Metodo di prova : UNI EN ISO 15630-1  
 Attrezzatura di prova : CONTROLS C902 - Matr. 84090715 - Classe 1

RISULTATI DELLA PROVA

Data di prova : 23/05/2016

SIGLA posizione in opera	o (*)	Area A <sub>s</sub>	Prova di trazione				Pie gamento	
			f <sub>y</sub>	f <sub>t</sub>	f <sub>t</sub> /f <sub>y</sub>	f <sub>y</sub> /f <sub>y,nom</sub>	Mandrino	Esito
	(mm)	(mm²)	(%)	(MPa)	(MPa)	(***)	(mm)	(**)
ES1	15,91	198,75	23,6	478,3	731,2	1,53	---	---
ES2	15,97	200,22	23,5	484,1	722,4	1,49	---	---
ES3	16,06	202,59	21,7	475,4	598,4	1,26	---	---
ES4	15,89	198,31	22,8	452,2	669,3	1,48	---	---
ES5	15,91	198,70	24,0	487,0	711,8	1,46	---	---
ES6	16,02	201,61	23,5	495,7	730,8	1,47	---	---

\* Diametro equivalente al diametro del tondo liscio equipesante.

\*\* 1) Senza cricche 2) Presenza di cricche \*\*\* f<sub>y,nom</sub> = 450MPa

dei diversi progetti in deposito presso il Genio Civile di Avezzano e sulla base dei quali si sono costruiti i modello 3d di simulazione per le analisi di vulnerabilità sismica.

In totale, nella esecuzione delle indagini e accertamenti sui materiali impiegati, si sono condotte le seguenti prove e misure:

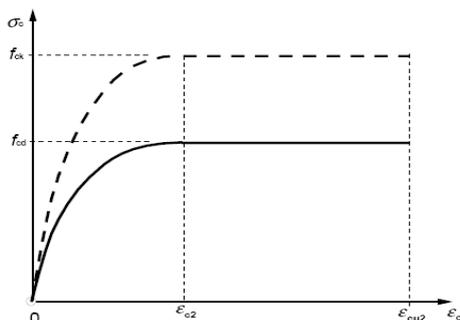
- N° 12 Estrazioni di carote;
- N° 58 Prove Sonreb ( eseguite in precedenza dalla Soc. T.H.E.M.A. );
- N° 58 Prove Carbonatazione ( eseguite in precedenza dalla Soc. T.H.E.M.A. )
- N° 35 Prove Pacometriche-visive per l'accertamento delle armature metalliche;

- N° 11 Esami visivi
- N° 6 Estrazione barre di armatura metallica.

I risultati delle indagini sono riportati nella relazione di Prove della Soc. LABORTEC C.S.E. alla quale si rimanda per ogni ulteriore approfondimento e nelle Tavole di sintesi allegate.

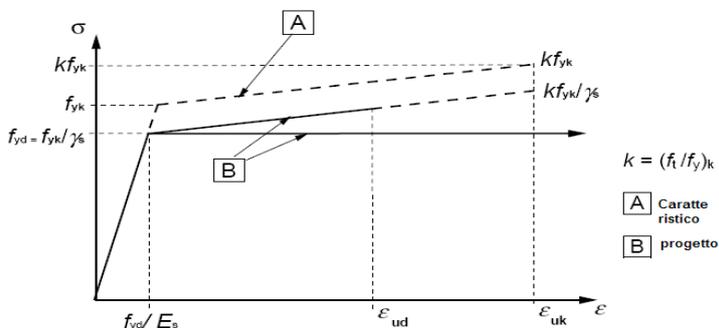
**2.1.2 ) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.**

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati, in sede di analisi si fa riferimento ai valori determinati con la campagna di prove ed ai valori desunti dalle specifiche di progetto, assumendo per il calcestruzzo e l'acciaio le seguenti leggi costitutive



Legame costitutivo di progetto parabola-rettangolo per il calcestruzzo.

Il valore  $\xi_{cu2}$  nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.



Legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

**2.1.3) RESISTENZE MEDIE MATERIALI.**

Per ciascuno dei Lotti esaminati ( A-B-C-D-E ) si sono definiti i valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati ( calcestruzzo e acciaio in barre di armatura ) sulla base dei lavori di resistenza ottenuti delle prove di rottura a compressione dei provini in c.l.s. e dai valori di resistenza a trazione degli acciai impiegati ( Vedi Tabelle RISULTATI Prove Soc. LABORTECE ). I valori così determinati sono stati rimodulati sulla base anche dei valori di resistenza conseguiti con prove non distruttive ( SONREB ) condotte in precedenza dalla Soc. A.T.H.E.N.A.. In sede di calcolo si sono definiti i seguenti valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati da utilizzare nella costruzione dei N° 5 Modello 3D di calcolo.

STRUTTURA C.A. ESISTENTE		<b>S. BENEDETTO dei M. Scuola media MARRUVIUM</b>	
<b>lotto</b>		<b>A</b>	
<b>VALORI DI VERIFICA CALCESTRUZZO E ACCIAIO : fcm - fym</b>			
<b>RESISTENZA COMPRESSIONE CAROTE</b>			Note:
CALCOLO VALORI fcm compressione CAROTE			
Carota Sigla	Ubicazione	Res. Cilindrica [N/mm <sup>2</sup> ]	
C12	PT	16,28	
C1 [16-02-11]	PT	27,15	
C2 [16-02-11]	P1-P4	15,48	
		FATTORE CONFIDENZA FC	<b>1,2</b>
		Coeff. parziale γ <sub>M</sub>	<b>1,5</b>
Valor medio Res. Cilindr. [N/mm <sup>2</sup> ]		19,64	Res. Progetto fd=fcm//FC*γ <sub>M</sub> 10,44 <b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Res. Media Calcolo fcm [N/mm<sup>2</sup>]</b>		<b>18,80</b>	Modulo El. E=22.000x(fcm/10) <sup>0.3</sup> 26.587 <b>N/mm<sup>2</sup></b>

<b>RESISTENZA TRAZIONE ACCIAIO</b>						
<b>ACCIAIO - FeBk38</b>						
<b>ACCIAIO FEBK38</b>	<b>Fy [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>270</b>	<b>Ftk[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>500</b>	<b>σ amm [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>1600</b>
SAGGI	diam. Fi [mm]	fy[N/mm <sup>2</sup> ]	ftk[N/mm <sup>2</sup> ]	A% Ra		
ES6	16	496	730	23,5		
<b>valori medi</b>		<b>16,0</b>	<b>495,7</b>	<b>730,0</b>	<b>23,5</b>	
<b>Res. medio calcolo fym [N/mm<sup>2</sup>]</b>		<b>490</b>	Res. Progetto fyd=fy/FC		408	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
			Modulo Elastico		210.000	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>A% (all. a rott.)</b>		<b>23,5</b>	Allung. Lim. di progetto (A/FC)		<b>19,58</b>	<b>[%]</b>

STRUTTURA C.A. ESISTENTE		<b>S. BENEDETTO dei M. Scuola media MARRUVIUM</b>	
<b>lotto</b>		<b>B</b>	
<b>VALORI DI VERIFICA CALCESTRUZZO E ACCIAIO : fcm - fym</b>			
<b>RESISTENZA COMPRESSIONE CAROTE</b>			Note:
CALCOLO VALORI fcm compressione CAROTE			
Carota Sigla	Ubicazione	Res. Cilindrica [N/mm <sup>2</sup> ]	
C2	PT	14,28	
C5	P 1	17,13	
C7	P.S.Int.	13,60	
		FATTORE CONFIDENZA FC	<b>1</b>
		Coeff. parziale γ <sub>M</sub>	<b>1,5</b>
Valor medio Res. Cilindr. [N/mm <sup>2</sup> ]		15,00	Res. Progetto fd=fcm//FC*γ <sub>M</sub> 10,00 <b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Res. Media Calcolo fcm [N/mm<sup>2</sup>]</b>		<b>15,00</b>	Modulo El. E=22.000x(fcm/10) <sup>0.3</sup> 24.846 <b>N/mm<sup>2</sup></b>

<b>RESISTENZA TRAZIONE ACCIAIO</b>						
<b>ACCIAIO - FeBk38</b>						
<b>ACCIAIO FEBK38</b>	<b>Fy [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>270</b>	<b>Ftk[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>500</b>	<b>σ amm [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>1600</b>
SAGGI	diam. Fi [mm]	fy[N/mm <sup>2</sup> ]	ftk[N/mm <sup>2</sup> ]	A% Ra		
ES1	16	478	731	23,6		
ES2		484	722	23,5		
<b>valori medi</b>		<b>16,0</b>	<b>481,0</b>	<b>726,5</b>	<b>23,6</b>	
<b>Res. medio calcolo fym [N/mm<sup>2</sup>]</b>		<b>480</b>	Res. Progetto fyd=fy/FC		480	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
			Modulo Elastico		210.000	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>A% (all. a rott.)</b>		<b>23,6</b>	Allung. Lim. di progetto (A/FC)		<b>23,55</b>	<b>[%]</b>

STRUTTURA C.A. ESISTENTE		<b>S. BENEDETTO dei M. Scuola media MARRUVIUM</b>			
<b>lotto</b>		<b>C</b>			
<b>VALORI DI VERIFICA CALCESTRUZZO E ACCIAIO : fcm - fym</b>					
<b>RESISTENZA COMPRESSIONE CAROTE</b>			Note:		
CALCOLO VALORI fcm compressione CAROTE					
Carota Sigla	Ubicazione	Res. Cilindrica [N/mm <sup>2</sup> ]			
C3	PT	21,43			
C11	P.S.Int.	17,79			
Valor medio Res. Cilindr. [N/mm <sup>2</sup> ]		19,61	Res. Progetto $f_d=f_{cm}/FC*\gamma_M$	13,07	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Res. Media Calcolo fcm [N/mm<sup>2</sup>]</b>		<b>19,60</b>	Modulo El. $E=22.000*(f_{cm}/10)^{0.3}$	26.922	<b>N/mm<sup>2</sup></b>

<b>RESISTENZA TRAZIONE ACCIAIO</b>						
<b>ACCIAIO - FeBk38</b>						
<b>ACCIAIO FEBK38</b>	<b>Fy [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>270</b>	<b>Ftk[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>500</b>	<b>σ amm [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>1600</b>
SAGGI	diam. Fi [mm]	fy[N/mm <sup>2</sup> ]	ftk[N/mm <sup>2</sup> ]	A% Ra		
ES5	16	487	711	24		
valori medi		16,0	487,0	711,0	24,0	
<b>Res. medio calcolo fym [N/mm<sup>2</sup>]</b>		<b>480</b>	Res. Progetto $f_{yd}=f_y/FC$		480	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
			Modulo Elastico		210.000	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
			Allung. Lim. di progetto (A/FC)		24,00	<b>[%]</b>
			A% (all. a rott.)		24,0	

STRUTTURA C.A. ESISTENTE		<b>S. BENEDETTO dei M. Scuola media MARRUVIUM</b>			
<b>lotto</b>		<b>D</b>			
<b>VALORI DI VERIFICA CALCESTRUZZO E ACCIAIO : fcm - fym</b>					
<b>RESISTENZA COMPRESSIONE CAROTE</b>			Note:		
CALCOLO VALORI fcm compressione CAROTE					
Carota Sigla	Ubicazione	Res. Cilindrica [N/mm <sup>2</sup> ]			
C4	P.T.	11,74			
C6	P.1	11,22			
C8	P.S.Int.	10,53			
Valor medio Res. Cilindr. [N/mm <sup>2</sup> ]		11,16	Res. Progetto $f_d=f_{cm}/FC*\gamma_M$	7,33	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Res. Media Calcolo fcm [N/mm<sup>2</sup>]</b>		<b>11,00</b>	Modulo El. $E=22.000*(f_{cm}/10)^{0.3}$	22.638	<b>N/mm<sup>2</sup></b>

<b>RESISTENZA TRAZIONE ACCIAIO</b>						
<b>ACCIAIO - FeBk38</b>						
<b>ACCIAIO FEBK38</b>	<b>Fy [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>270</b>	<b>Ftk[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>500</b>	<b>σ amm [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>1600</b>
SAGGI	diam. Fi [mm]	fy[N/mm <sup>2</sup> ]	ftk[N/mm <sup>2</sup> ]	A% Ra		
ES3	16	475	598	21,7		
valori medi		16,0	475,0	598,0	21,7	
<b>Res. medio calcolo fym [N/mm<sup>2</sup>]</b>		<b>480</b>	Res. Progetto $f_{yd}=f_y/FC$		480	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
			Modulo Elastico		210.000	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
			Allung. Lim. di progetto (A/FC)		21,70	<b>[%]</b>
			A% (all. a rott.)		21,7	

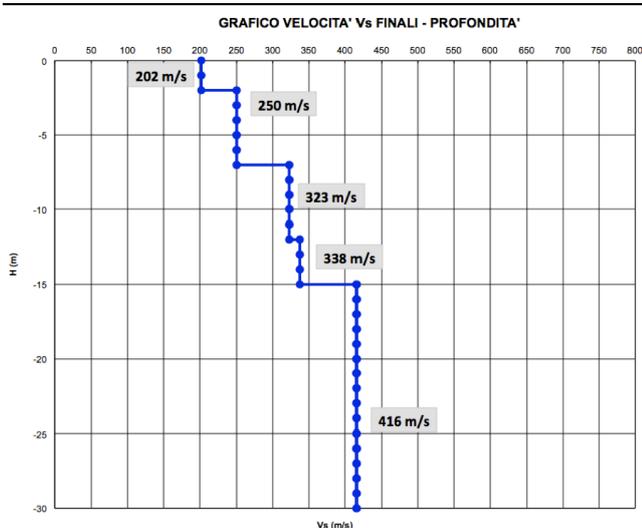
STRUTTURA C.A. ESISTENTE		<b>S. BENEDETTO dei M. Scuola media MARRUVIUM</b>			
<b>lotto</b>		<b>E</b>			
VALORI DI VERIFICA CALCESTRUZZO E ACCIAIO : fcm - fym					
<b>RESISTENZA COMPRESSIONE CAROTE</b>				Note:	
CALCOLO VALORI fcm compressione CAROTE					
Carota Sigla	Ubicazione	Res. Cilindrica [N/mmq]			
C9	P.Semint.	28,12			
C10	P.Semint.	19,36			
			FATTORE CONFIDENZA FC	<b>1</b>	
			Coeff. parziale γM	<b>1,5</b>	
Valor medio Res. Cilindr. [N/mmq]		23,74	Res. Progetto fd=fcm//FC*γM	14,00	<b>N/mmq</b>
<b>Res. Media Calcolo fcm [N/mmq]</b>		<b>21,00</b>	Modulo El. E=22.000x(fcm/10)^0.3	27.485	<b>N/mmq</b>
<b>RESISTENZA TRAZIONE ACCIAIO</b>					
ACCIAIO - FeBk38					
<b>ACCIAIO FEBK38</b>	<b>Fy [N/mmq]</b>	<b>270</b>	<b>Ftk[N/mmq]</b>	<b>500</b>	<b>σ amm [N/mmq]</b>
					<b>1600</b>
SAGGI	diam. Fi [mm]	fy[N/mmq]	ftk[N/mmq]	A% Ra	
ES4	16	452	669.3	22,8	
<b>valori medi</b>		<b>16,0</b>	<b>452,0</b>	<b>0,0</b>	<b>22,8</b>
<b>Res. medio calcolo fym [N/mmq]</b>		<b>450</b>	Res. Progetto fyd=fy/FC	450	<b>N/mmq</b>
			Modulo Elastico	210.000	<b>N/mmq</b>
<b>A% (all. a rott.)</b>		<b>22,8</b>	Allung. Lim. di progetto (A/FC)	<b>22,80</b>	<b>[%]</b>

2.2.1) INDAGINI GEOLOGICHE GEOTECNICHE.

Le indagini Geologiche Geotecniche e sismiche dell'area di sedime del plesso scolastico sono state affidate dalla Amm.ne Comunale alla Soc. "AUREIL SOIL s.r.l." di Gioia dei Marsi (AQ) la quale, in data 07/07/2016, ha trasmesso la documentazione tecnica delle indagini eseguite.

La documentazione è allegata in calce alla presente relazione e ad essa si rimanda per ogni ulteriore approfondimento. Dall'esame della Relazione Geologica sottoscritta dal Geologo Dott. Michele Aureli risulta quanto segue:

a) Indagine Sismica Masw – M1



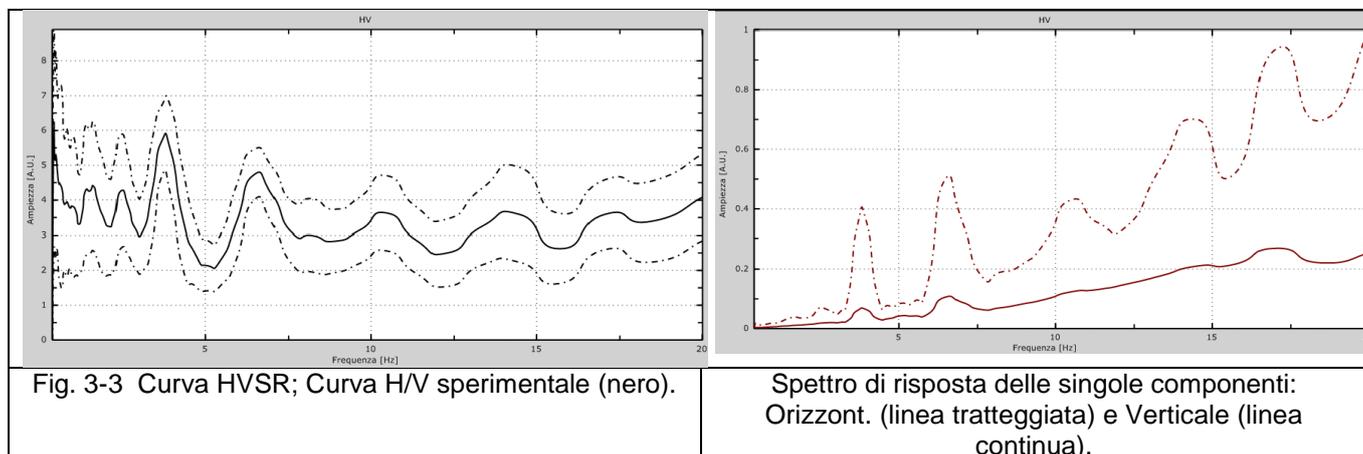
Dall'indagine sismica M1, realizzata sul sito in oggetto, con lunghezza di **36 m** e direzione **NE-SW**, è stato sintetizzato il profilo di velocità delle onde S in cui si osserva un graduale incremento delle velocità sismiche, fino alla profondità di 30,0 m dal p.c. Dall'analisi del profilo di velocità Vs, acquisito fino a 30 m dal p.c. con la prova **M1**, è stato calcolato il parametro **Vs30 = 328 m/s** (Fig.11).

Dall'analisi del profilo di velocità Vs ottenuto con la prova RF1 SH, si ottiene un valore di Vs30 = 488 m/s. Alla luce dei valori ottenuti, cautelativamente si decide di adottare come valore di Vs30 quello ottenuto della prova M1, per tale motivo, in riferimento alla nuova normativa (NTC 2008 –

D.M. 14 gennaio 2008) si assegna al suolo di fondazione la categoria **C**.

### b) prova sismica passiva – HVSR metodologia di calcolo dei rapporti spettrali.

L'obiettivo principale del metodo HVSR è di valutare la frequenza di risonanza del sito per le onde che possono indurre fenomeni amplificativi di risonanza sulle strutture presenti. I risultati delle indagini con analisi del microtremore sismico sono riportati nei grafici seguenti e nella sintesi dei valori rilevati e sono ripresi dalla Relazione Geologica.



Le conclusioni della Relazione del Geologo Dott. Michele Aureli evidenziano che sono stati riconosciuti n°7 picchi significativi con ampiezza sup. a 2 (Fig. 3-3) :

- **0,43 Hz** con ampiezza nel rapporto H/V, superiore a 2 (Ampiezza), tale picco è ritenuto indicativo ai fini litostratigrafici, legato al contatto tra litotipi con un alto contrasto di impedenza, ad elevate profondità;
- **1,58 Hz** con ampiezza nel rapporto H/V, di poco superiore a 2 (Ampiezza), tale picco è ritenuto indicativo ai fini litostratigrafici, legato al contatto tra litotipi con un alto contrasto di impedenza;
- **2,49 Hz** con ampiezza nel rapporto H/V, di poco superiore a 2 (Ampiezza), tale picco è ritenuto indicativo ai fini litostratigrafici, legato al contatto tra litotipi con un alto contrasto di impedenza;
- **3,7 Hz** con ampiezza nel rapporto H/V, di poco superiore a 2 (Ampiezza), tale picco è ritenuto indicativo ai fini litostratigrafici, legato al contatto tra litotipi con un alto contrasto di impedenza;
- **6,6 Hz** con ampiezza nel rapporto H/V, di poco superiore a 2 (Ampiezza), tale picco è ritenuto indicativo ai fini litostratigrafici, legato al contatto tra litotipi con un alto contrasto di impedenza;
- **10,3 Hz** con ampiezza nel rapporto H/V, di poco superiore a 2 (Ampiezza), tale picco è ritenuto indicativo ai fini litostratigrafici, legato al contatto tra litotipi con un alto contrasto di impedenza;
- **10,4 Hz** con ampiezza nel rapporto H/V, di poco superiore a 2 (Ampiezza), tale picco è ritenuto indicativo ai fini litostratigrafici, legato al contatto tra litotipi con un alto contrasto di impedenza.

### c) Considerazioni conclusive

- In base al rilievo geomorfologico eseguito e dall'osservazione delle Carta Topografica l'area è stata classificata nella **categoria Topografica "T1"** in quanto il sito si trova su di un versante, con inclinazione '*i*' al disotto dei 15° (NTC 2008 – D.M. 14/01/2008).
- Dall'analisi della Carta degli scenari di rischio frana fornita dalla Autorità di Bacino "Liri-Garigliano Volturno" si denota come il **sito non ricade in nessuna zona a rischio**.
- Alla luce del piano delle indagini realizzato (stabilito dal progettista, NTC'08), è possibile stabilire che **il sito non è liquefacibile**.
- Dal punto di vista sismico, è stato calcolato il parametro **Vs30** con la prova sismica M1 è risultato essere pari a **328 m/s**. Pertanto il sito rientra nella **categoria di sottosuolo C**.

III-3

**LIVELLO DI CONOSCENZA E  
FATTORI DI CONFIDENZA**

In applicazione delle disposizioni contenute nell' art. C8A.1.B della Circolare N° 617/2009, per la definizione del Livello di Conoscenza e del conseguente Fattore di Confidenza da applicare in sede di calcolo, si è proceduto analizzando le caratteristiche dei diversi corpi di fabbrica in relazione alle metodologie ed i requisiti richiesti dalla normativa, secondo le procedure che di seguito si richiamano:

**3.1 - C8A.1.B1 - GENERALITA'.** Per quanto è stato possibile accertare, anche sulla base della documentazione reperita ed in particolar modo dei progetti esecutivi delle strutture in deposito presso gli Uffici del genio Civile di Avezzano ( Deposito art. 4 Legge N° 1086/1971 in data 30/10/1978 Prot. 9048; Deposito art. 4 Legge N° 1086/1971 in data 20/11/1979 Prot. 7896; Deposito presso gli Uffici del Genio Civile di Avezzano art. 4 Legge N° 1086/1971 in data 3/05/1991 Prot. 4106 ) , l'edificio è stato realizzato in lotti successivi a partira dal 1978 fino al 1992, con procedure di calcolo, impiego di tecnologie e materiali in uso in quell' epoca.

**Per tutti e 5 i Lotti ( A-B-C-D-E )** Si sono svolte **accurate campagne di indagini** dirette ed indirette, con rilievo accurato delle caratteristiche geometriche delle strutture in c.a. sia in pianta che in elevazione, con accertamento delle sezioni resistenti. Si sono condotti esaustivi esami visivi ed indagini indirette pacometriche, per definire le armature metalliche in opera, sia come tipologia che disposizione nelle sezioni

Le indagini condotte hanno dati riscontro sostanziale alle strutture portanti così come progettate e descritte nel progetto in deposito presso il G.C. di Avezzano con modeste ed ininfluenti variazioni e pertanto si sono assunte le indicazioni dei disegni esecutivi con minimi aggiustamenti.

**3.2 - C8A.1B2 - DATI RICHIESTI.** Sulla scorta della documentazione reperita, per ciascuno dei lotti esaminati ( A-B-C-D ) si è proceduto alle seguenti operazioni:

- Identificazione del sistema di fondazione. Come cennato in precedenza, per quanto è stato possibile accertare a riscontro anche dei diegni esecutivi di progetto, si è rilevato che tutti i lotti presentano fondazioni del tipo superficiale realizzate con travi rovesce su cui sono incastrati alla base i pilastri del primo ordine;
- Le indagini Geologiche Geotecniche e sismiche dell'area di sedime del plesso scolastico svolte dalla Soc. "**AUREIL SOIL s.r.l.**" di Gioia dei Marsi (AQ) hanno portato alla identificazione della categoria **C** del suolo di fondazione. Si rimanda alla allegata Relazione Geologica per gli approfondimenti relativi;
- le verifiche puntuali di tutte le caratteristiche geometriche e di armatura nonché delle proprietà meccaniche dei materiali a seguito delle diverse numerose indagini condotte dalla Soc. T.H.E.M.A. e successivamente dalla Soc. LABORTEC di Pescara portato ad una sostanziale conferma dei valori e delle caratteristiche meccaniche riscontrate nella documentazione tecnica in deposito presso il Genio Civile di Avezzano;
- Indagini visive hanno permesso di evidenziare che non sono presenti difetti locali dei materiali se non in minima misura con presenza di modesti problemi di ossidazione delle armature metalliche localizzati in elementi al Piano Seminterrato ;
- In merito alle norme impiegate nella strutture realizzate nei lotti successivi , questi sono stati realizzati sulla base di progetti sviluppati in applicazione della Legge N. 64 del 1974 per le Zone Sismiche e successivi D.M. di applicazione, vigenti per la Zona Sismica di 1° Categoria nella quale ricadeva il Comune di San Benedetto dei Marsi.

- Considerata la destinazione d'uso e tipologia dell'immobile in esame, sulla base delle specifiche richieste della committenza così come richiamate nel Capitolato di Appalto, facendo riferimento alla Tab. C.8.1 e Tab. C.8.2 della Circolare N°617/2009, si assume un periodo di **Vita nominale  $V_n = 50$  anni** ed una **Classe d'Uso  $C_i = III$**  con coeff.  **$C_u = 1,5$** ;

Vita Nominale	50
Classe d'Uso	3
Categoria del Suolo	C
Categoria Topografica	1
Latitudine del sito oggetto di edificazione	42.00963
Longitudine del sito oggetto di edificazione	13.62376

### 3.3 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

#### 3.3.1 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (S.L.O.)
- Stato Limite di Danno (S.L.D.)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (S.L.C.)

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:

Stati Limite PVR :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 14/01/2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale del fabbricato;
- Classe d'Uso del fabbricato;
- Categoria del Suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e Longitudine del sito oggetto di edificazione.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve, dal vento e dalla temperatura secondo quanto previsto dal cap. 3 del D.M. 14/01/08 e dalla

Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

### 3.3.2 3.3.2 -DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI PER LE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 14/01/2008 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>]
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN]
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]

**Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici**

Categ.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento.</b> Cat. C1 – Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 – Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sporte relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 – Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 – Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	5,00	5,00	2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 – Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	> 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 – Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	-	-	-
F – G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN, da valutarsi caso per caso	-	-	-
H	<b>Coperture e sottotetti.</b> Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 – Coperture praticabili	Secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 – Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	-	-	-

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati  
 \*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2008. In presenza di carichi verticali concentrati  $Q_k$  essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.

In particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

### 3.3.3 AZIONE SISMICA

Ai fini delle N.T.C. 2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

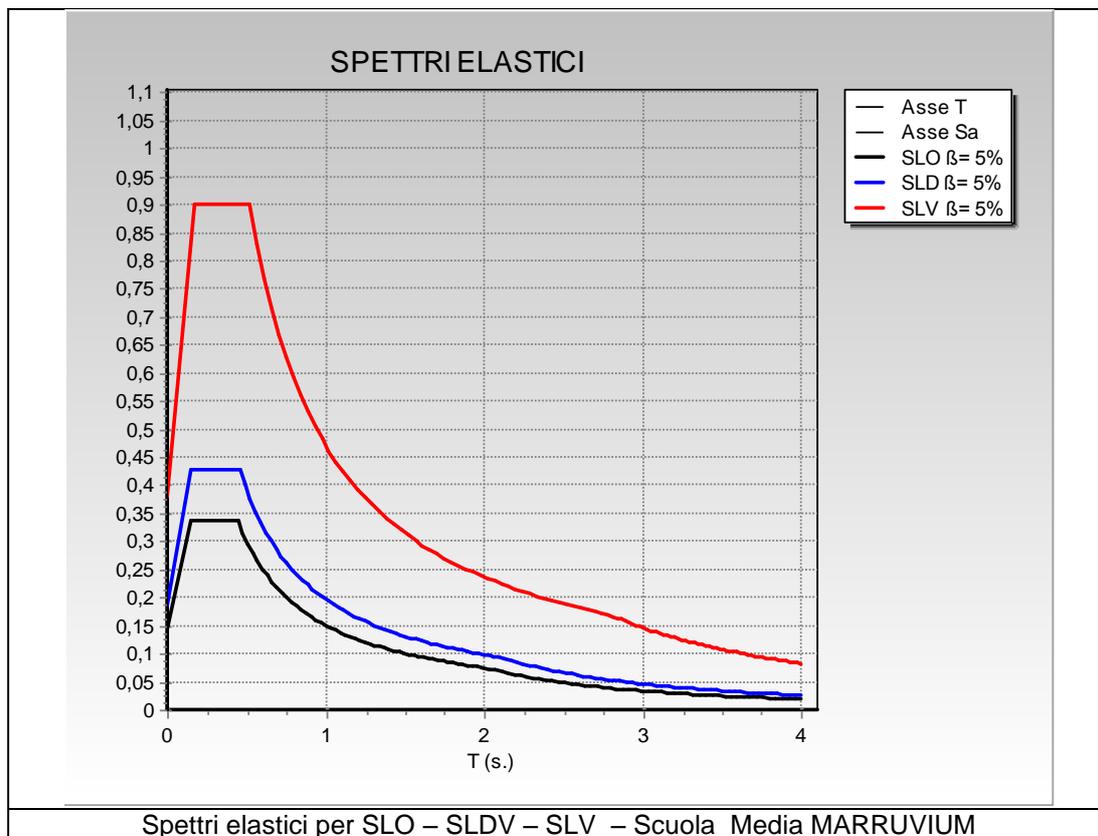
Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle N.T.C. 2008, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### ANALISI SISMICHE CON SPETTRO DI PROGETTO.

Nelle procedure di analisi sismica Dinamica Lineare e Statica Non Lineare , in riferimento al sito di sedime, si sono assunti i seguenti Spettri elastici di progetto.

#### SPETTRI ELASTICI SLO-SLD-SLV



**ANALISI SISMICHE CON ACCELEROGRAMMI SPETTROCOMPATIBILI**

Nelle procedure di analisi sismica dinamica non lineare con integrazione al passo delle equazioni del moto, in riferimento al sito di sedime, si sono assunte le seguenti N° 7 coppie di accelerogrammi spettrocompatibili di progetto.

**ACCELEROGRAMMI SPETTROCOMPATIBILI DI PROGETTO**

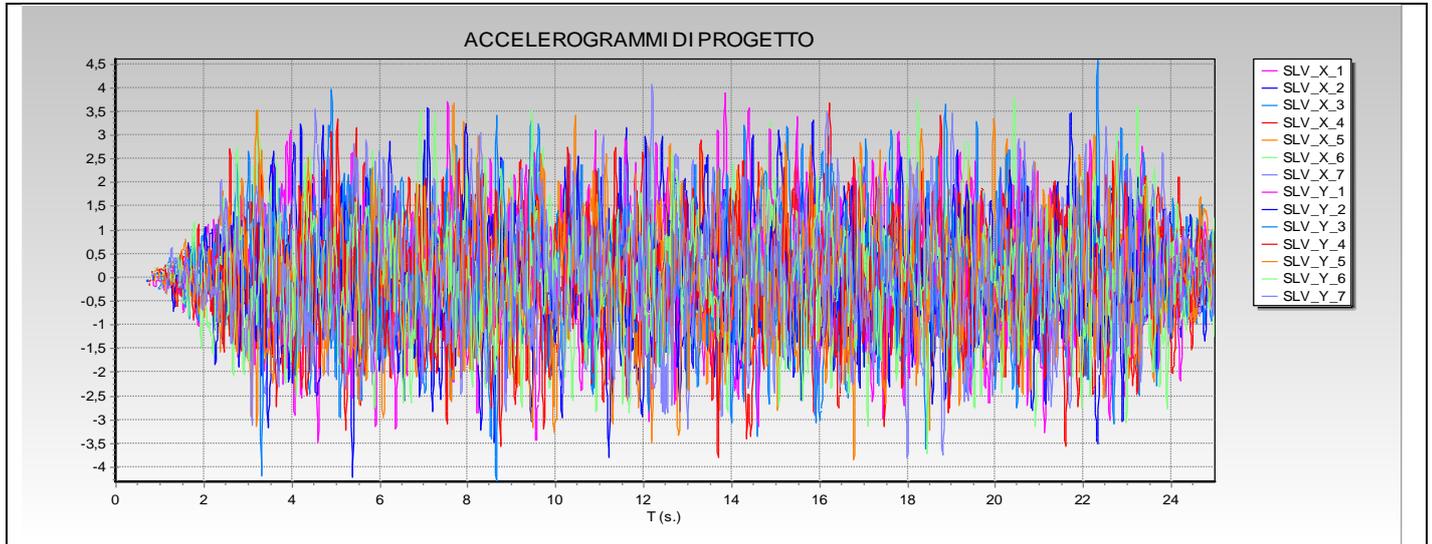


Fig. 2 – N° 7 coppie di accelerogrammi spettrocompatibili

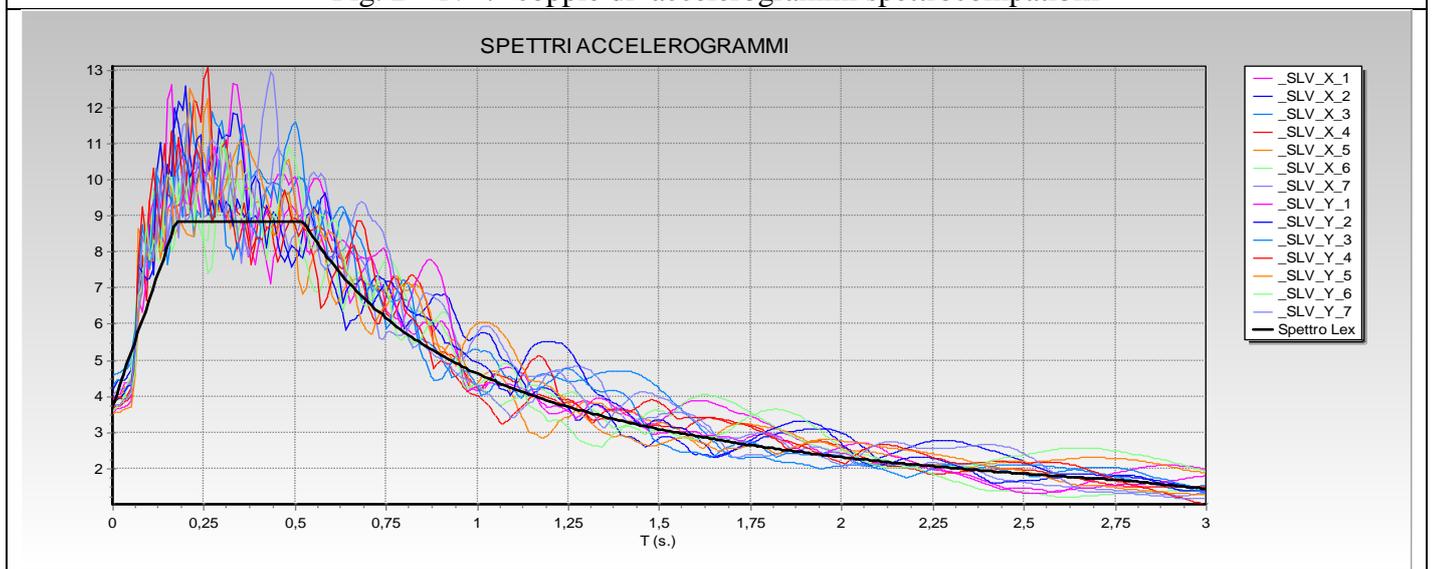


Fig. 3 - Spettro-compatibilità accelerogrammi di analisi con Spettro di Progetto SLV Normativa

### 3.3.4 3.3.4. AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 14/01/08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

### 3.3.5 NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture, ove presente, è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t \quad (\text{Cfr. §3.3.7})$$

in cui si ha:

$q_s$  = carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr. § 3.4.5);

$q_{sk}$  = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ], fornito al (Cfr. § 3.4.2) delle N.T.C. 2008

per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3);

$C_t$  = coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

### 3.3.6 AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

Nel caso delle spinte del terrapieno sulle pareti di cantinato (ove questo fosse presente), in sede di valutazione di tali carichi, (a condizione che non ci sia grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica), è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

### 3.3.7 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14/01/2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2008. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{G_i}$  e  $\gamma_{Q_j}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2008.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.1..

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

### 3.3.8 COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle N.T.C. 2008 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2008 in § 2.6.1, Tab. 2.6.1.

#### 4.1 - Procedure e obiettivi di calcolo.

Per tutti i Lotti di costruzione ( A-B-C-D ) le strutture portanti in c.a. sono modellate secondo due differenti approcci metodologici per effettuare un test di affidabilità del modello principale di calcolo (Plasticità concentrata a cerniere plastiche )::

- Modello a plasticità concentrata con cerniere plastiche alle estremità delle aste;
- Modello a fibre a plasticità diffusa con aste con modellazione BeamWith Hinges.

##### 4.1.1) Modello A Plasticità Concentrata ( Solutore CDSWIN )

I modelli 3D a plasticità concentrata sono realizzati con aste in c.a., con cls , con cerniere plastiche poste alle estremità delle aste Travi-Pilastri, per il quale si assume, nel caso di Analisi Dinamica Lineare Modale un Modulo di Elasticità ridotto per tener conto della fessurazione. In particolare si considerano i seguenti valori di Modulo Elastico ridotto:

##### ANALISI DINAMICA LINEARE

- Travi Modulo  $E_{fess} = 50\% E_{elastico}$
- Pilastri Modulo  $E_{fess} = 70\% E_{elastico}$ .

La Analisi Statiche Non Lineari sono condotte su modello 3D F.E.M. a plasticità concentrata, con Modulo Elastico nono fessurato. Tale scelta è CONSEQUENZA del fatto che la matrice di rigidezza della struttura si modifica durante la A.S.N.L. in conseguenza delle successive plasticizzazioni nelle aste a seguito degli incrementi di carico applicati e pertanto in questa fase si tiene conto della variazione di flessibilità strutturale.

##### ANALISI STATICA NON LINEARE

- Travi  $E_r = 100\% E_c$  cls integro
- Pilastri  $E_r = 100\% E_c$  cls integro

Sui modelli a plasticità concentrata con cerniere plastiche localizzate alle estremità delle aste che costituiscono i telai strutturali, sono condotte le seguenti Analisi Strutturali

**Verifiche per soli carichi Verticali:** Le analisi di Vulnerabilità Sismica sono precedute da una Analisi Strutturale per soli Carichi Gravitazionali secondo le N.T.C. 14-01-2008, per accertare le capacità portanti in condizioni d'uso ordinario per soli carichi verticali delle due strutture.

Le successive Analisi di Vulnerabilità Sismiche sono condotte secondo le procedure che di seguito succintamente si descrivono:

**- 1) Preliminare analisi lineare dinamica modale** per la ricerca degli autovalori, autovettori e coeff. di partecipazione allo scopo di avere un quadro globale sulle caratteristiche dinamiche della struttura e per un controllo della masse partecipate del modello adottato per la analisi non lineare.

**-2 ) Analisi Dinamica Lineare con fattore di struttura** . Per la analisi dinamiche lineari si adotta il fatt. di struttura inferiore a  $q \leq 3,0$  per analisi dei meccanismi duttili e  $q = 1,5$  per meccanismi fragili. Il tutto per una preliminare valutazione delle risorse sismiche disponibili.

- **3) Analisi Statiche Non Lineari ( PUSHOVER )** per la valutazione del legame Taglio alla base–spostamento del punto di controllo della struttura, con la costruzione della Curva di Capacità per ciascun profilo di carico adottato.

Sul modello a plasticità concentrata si conducono due distinte A.S.N.L..

Una prima A.S.N.L. viene condotta sul modello nel quale sono attivabili le cerniere plastiche per meccanismi duttili ed i meccanismi Fragili di Trazione-Compressione dei Nodi non confinati e di Taglio-Torsione sulle aste in c.a.

Nella successiva A.S.N.L. tutti i Meccanismi fragili vengono inibiti ( mecc. Compressione-trazione biella cls Nodo i e V-T travi.+Pil. ) e su essa si conduce una seconda A.S.N.L. sui soli meccanismi duttili di rotazione alla corda.

La analisi non lineare è svolta con l'impiego di due distinte distribuzioni di carico, in ottemperanza con quanto disposto all' art. 7.3.4.1 delle NTC 2008. La prima distribuzione del Gruppo1 presenterà un profilo proporzionale alla forma del primo modo di vibrare per l'esame della struttura nell' ambito dei modesti spostamenti che caratterizzano il comportamento elastico-debolmente plastico mentre il secondo profilo di forze del Gruppo2, costituito da una distribuzione uniforme di forze proporzionali alle masse di piano, indagherà il comportamento della struttura nel campo dei grandi spostamenti in corrispondenza delle deformazioni che caratterizzano una plasticizzazione spinta della struttura.

Le verifiche globali con analisi non lineare statica consentiranno la individuazione delle Capacità in termini di accelerazioni  $PGA_{CSLO}$ ,  $PGA_{CSLD}$ ,  $PGA_{CSLV}$ ,  $PGA_{CSLC}$  che, rapportate alle PGA attese (Domanda), permetteranno di determinare i conseguenti Coefficienti di Rischio ai diversi stati Limiti.

Per quanto riguarda la analisi di spinta con profilo del Gruppo 1, in alcuni casi si è ritenuto necessario tenere in conto la incidenza dei modi superiori,( mediante definizione di profilo di distribuzione derivante dalla distribuzione dei tagli di piano calcolati in analisi dinamica lineare mediante definizione con SRSS delle forze associate a ciascun modo di vibrare ( Freeman). In altri casi si è ritenuto opportuno considerare la sola prima forma modale traslazionale trattandosi di edificio di soli 2 piani.

La scelta del punto di controllo nella analisi statica non lineare viene assunta dal software in automatico, in corrispondenza del baricentro delle masse dell' ultimo livello della struttura (Punto target ). Tale scelta risulta coerente con le forme modali della struttura e per il fatto che le forme modali prevalenti ( con maggiore massa eccitata ) risultano essere quelle di tipo traslazionale.

La valutazione della risposta non lineare globale della struttura viene condotta applicando il metodo N2, attraverso la costruzione della curva di capacità di un modello 3D MDOF che viene successivamente ridotta a quella di un oscillatore elementare equivalente SDOF attraverso la definizione del coeff. di Partecipazione Gamma, con bilinearizzazione con pianerottolo di snervamento orizzontale, nello spazio ADSR. Lo spettro di capacità così determinato viene confrontato con gli spettri di domanda inelastica relativi ai diversi livelli di danno richiesti, per valutare la capacità globale della struttura, attraverso il confronto tra lo spostamento di domanda con quello di capacità ricondotto al sistema MDOF. Questa procedura è sviluppata in automatico nel software CDSWIN che è stato impiegato nella analisi PUSH OVER.

Come richiamato in precedenza, il Software utilizzato (CDSWIN rel. 2016), nella costruzione della Curva di Capacità su modello a Plasticità Concentrata, procede con analisi incrementale di tipo "event by event" che tiene conto del collasso dei vari elementi strutturali man mano che questi si verificano, valutando la necessaria ridistribuzione delle azioni attraverso la tecnica dello scarico generale (riconfigurazione della matrice di rigidità tangente). Alcune analisi, non riportate nel presente studio, sono state spinte oltre la soglia dei primi collassi onde poter esaminare il numero, la estensione e la localizzazione degli elementi-meccanismi fragili che si manifestano con il procedere delle azioni orizzontali.

Le analisi non lineari sono condotte assumendo i due profili di spinta con la presenza di eccentricità accidentali  $\pm 5\%$ , con la esecuzione di N° 16 PUSHOVER. In merito a questo aspetto, pur avendo applicato le procedure per rispettare le disposizioni di normativa, si ritiene di dover segnalare che, a parere dello scrivente, questa scelta non riesca a tenere conto dei cambiamenti anche sensibili della posizione del baricentro rigidità in conseguenza delle successive modificazioni della matrice delle rigidità causate dalle plasticizzazioni sopraggiunte durante il ciclo di carico (con plasticizzazioni molto diffuse la rigidità del sistema strutturale è fortemente dipendente dalla rigidità plastica delle cerniere che nella fase post-elastica è prossima allo zero). Si ritiene che la procedura così come prevista dalla normativa, comporta solo un'ulteriore aggravio computazionale nella analisi, senza che ciò giustifichi la apparente ricerca di una più accurata valutazione delle capacità di spostamento della struttura. A riscontro di quanto sopra richiamato si fa riferimento allo studio "Importance of seismic design accidental torsion requirement for building collapse capacity" di D.J Jared DeBock, A. B. Liel, C., B. Haselton e.a. pubbl. su EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS 2013.

#### 4.1.2) Modello a Plasticità Diffusa ( Solutore OpenSees).

Sul modello a Fibre a plasticità diffusa vengono condotte le seguenti Analisi.

##### 1) Analisi Dinamica Non Lineare.

Sul modello a fibre, a plasticità diffusa si sono condotte analisi dinamiche non lineari con solutore OpenSees per operare un confronto ed un test di affidabilità delle procedure di ASNL che costituiscono le procedure di riferimento per la individuazione delle capacità sismiche dell'edificio.

La Analisi Dinamica Non Lineare è stata condotta con la selezione di N° 7 accelerogrammi spettrocompatibili artificiali mediante la procedura prevista nel SW CDSWIN. Con tale analisi si sono determinate le Time History in termini di domanda di spostamento e di accelerazione sui nodi strutturali, dal cui esame comparativo con i valori determinati con ASNL si è dedotto il livello di affidabilità della procedura di Analisi PUSHOVER adottata per la determinazione degli Indici di Rischio ai diversi Stati Limiti.

Le analisi e simulazioni in campo Lineare e Non Lineare sono state condotte con l'impiego di software CDSWIN rel. 2016, sia nello sviluppo della Analisi Dinamica Lineare Modale con spettro elastico che nella successive Analisi Statiche Non Lineari ( Push Over ) per la ricerca degli Indicatori di Rischio per i diversi SL. ed infine nella Analisi Dinamica Non Lineare su modello a plasticità diffusa e con integrazione al passo delle equazioni del moto. Nella utilizzazione del Modello a Fibre si precisa che il SW CDSWIN costituisce pre e post processore al solutore Opensees che realizza il core del sistema di analisi.

#### 4.2 – Modellazione numerica, tipologia e procedure di analisi non lineare .

Il software adottato CDSWIN è in grado di definire un modello di edificio di tipo tridimensionale composto da aste in c.a. vincolate alle estremità sui nodi, definite nel sistema locale da una matrice di rigidità contenente le componenti flessionali, taglianti e di deformabilità assiale.

Modello a piani rigidi. In particolare, nella modellazione della struttura si sono introdotte alcune esemplificazioni per tener conto delle condizioni che riguardano la organizzazione strutturale e la distribuzione delle masse. Per i Corli B-C-D-E si sono assunte delle semplificazioni adottando le ipotesi di solai con piano infinitamente rigido e masse concentrate nei baricentri di piano.

Modello a piani flessibili. Per il solo Corpo A, Palestra, in conseguenza della realizzazione della copertura con tegoli in c.a.p. prefabbricato semplicemente poggiati sulle travi perimetrali, si è adottato il modello con piani deformabili e masse distribuite su ciascun nodo su cui concorrono le aste della

struttura. Nel caso della struttura in esame ( mancanza di impalcato rigido ) è ancora possibile l'analisi PUSH OVER se si generalizza la definizione di spostamento di controllo, individuandolo come quello che compie, sul tagliante totale, lo stesso lavoro del sistema reale. ( costituito dalle forze scalari applicate ai singoli nodi del piano deformabile ). La soluzione implementata nel CDSWIN è quella proposta da Chopra e Goel [2002] e riportato in "Development and application of Nonlinear Static Procedures for planasymmetric buildings" . G. Adhikari, R. Pinho IUSS press Dicembre 2010.

L'utilizzo di tale soluzione basata su rigorose basi scientifiche, ha il grande vantaggio rispetto ad alternative piuttosto semplicistiche (quali quello di far scegliere arbitrariamente all'utente il punto di controllo e/o le sottostrutture da analizzare), di avere un univoca ed oggettiva definizione dello spostamento utilizzato per determinare lo SDOF equivalente e di cogliere in maniera fisicamente consistente la mutua interazione tra i vari elementi strutturali. Tale soluzione si presta in particolare nel caso di applicazioni di analisi PUSH OVER alla struttura in esame in quanto in essa non esiste un impalcato rigido a livello di copertura. Con la assenza di impalcato rigido, non può essere assunto il concorso gli elementi resistenti nella redistribuzione della azione sismica nel piano a causa della deformabilità di questo ultimo. In conseguenza della presenza di piani deformabili non viene assunta la condizione di presenza di ecc. aggiuntiva +-5%.

Tamponature. Queste sono state tenute in conto ai soli fini della definizione dei carichi gravitazionali mediante un sistema di carichi lineari equivalenti sulle travi di pertinenza. Nella definizione della struttura delle scale, realizzate con solette rampanti in c.a. incastrate sulle travi di estremità, si è tenuta in conto della sola presenza delle travi di interpiano, con la conseguente riduzione della lunghezza dei pilastri che su esse concorrono.

In sede di modellazione strutturale non si è ritenuto necessario introdurre la modellazione della struttura di fondazione e si è invece più ragionevolmente optato per un vincolo di incastro alla base dei pilastri del primo livello.

Come precisato in precedenza, si condurrà preliminarmente una analisi dinamica modale per la ricerca delle grandezze dinamiche dell' edificio. Una volta sviluppata la analisi dinamica e ricercati i parametri modali caratteristici si svolgerà la analisi statica non lineare avendo "rimodulato", ove ritenuto opportuno, il profilo delle forze orizzontali legato al " 1° modo di vibrare" da applicare alla struttura attraverso la procedura di PUSH-OVER contenuta nel programma CDSWIN per la ricerca della "**Curva di capacità**" delle strutture esaminate.

L'obiettivo da perseguire nella Analisi statica non lineare sarà la costruzione di una curva di capacità globale forza-spostamento, con la conseguente definizione dei quattro livelli di accelerazione al suolo di danno, corrispondenti ai quattro stati limite così come descritti dalle norme all' art. 3.2.1, e dei loro rapporti con le accelerazioni **ag\*S** attese con probabilità di superamento del 5%, 10% e 63% , 81%. per il sito in esame

**Modello a plasticità concentrata.** Nella A.S.N.L. con modello a plasticità concentrata, per ogni elemento si calcoleranno i valori di resistenza (a presso-flessione e a taglio-torsione per travi, pilastri , a trazione e compressione per le bielle in c.s.l. dei nodi non confinati). Per ogni piano si calcoleranno i valori di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso, di danno severo e di danno limitato e di drift di piano in corrispondenza ai limiti di operatività.

Sulla curva generalizzata (ADRS) Sa/spostamento saranno infine identificati i punti corrispondenti alle seguenti situazioni:

- 1) primo collasso a taglio, o collasso di un nodo o il raggiungimento della rotazione ultima  $Teta_U$  ad un piano (stato limite di collasso - SLC);
- 2) raggiungimento rotazione di danno severo ad un piano  $\frac{3}{4} Teta_U$  (stato limite di Vita - SLV);

- 3) raggiungimento della rotazione di snervamento ad un piano  $Teta_Y$  o raggiungimento del Drift limite per la tipologia in esame (  $Dr < 0,005h$  ) (stato limite di danno - SLD).  
 4) il raggiungimento della rotazione  $2/3 Teta_Y$  o del Drift limite per SL e per la tipologia in esame (  $Dr < 0,0033h$  ) (Stato Limite Operativo - SLO).

Le principali caratteristiche del solutore push-over del CDSWIN sono:

- Analisi incrementale di tipo "event by event" che tiene conto del collasso dei vari elementi strutturali, man mano che questi si verificano, valutando anche la necessaria redistribuzione delle azioni attraverso la tecnica dello scarico generale. A tale proposito si precisa che la procedura di calcolo non lineare avviene con aggiornamento ad ogni passo della matrice di Rigidezza tangente, mediante il metodo Newton-Raphson NR.

Nella analisi non lineare non si è ritenuto di dover mettere in conto gli effetti P-Delta con l'eventuale softening della risposta strutturale in quanto per le strutture esaminate si ritiene che effetti del 2° ordine abbiano modesta influenza sulla risposta non lineare globale (pur essendo presenti pilastri snelli sensibili all' effetto P-Delta ).

#### 4.2.1 Modellazione a plasticità concentrata

Il modello strutturale 3D sottoposto ad analisi Dinamica Lineare e successivamente ad Analisi Statica Non Lineare è stato costruito con modellazione a plasticità concentrata. Quest'approccio prevede che tutti gli elementi costituenti la struttura rimangano sempre in campo elastico e che vengano introdotti alle estremità di questi, elementi cerniera con comportamento plastico. La non linearità della struttura resta così concentrata in zone ristrette degli elementi. Tale procedura permette di lavorare principalmente con elementi elastici meno onerosi in termini computazionali, lasciando a pochi punti della struttura (cerniere plastiche ) la concentrazione della non-linearità del materiale.

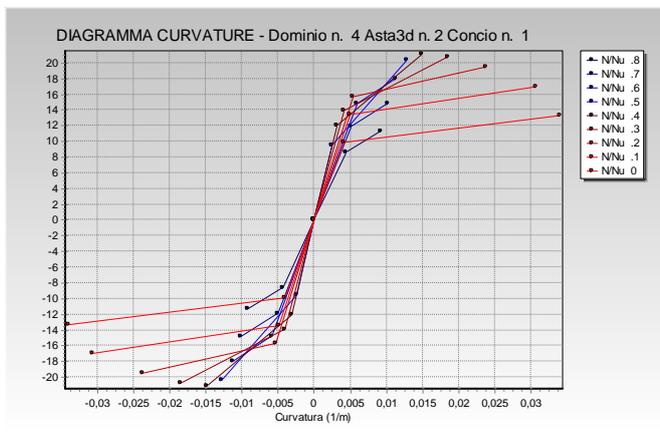


Diagramma Mom-Curvatura. Modello cerniera plastica

La modellazione degli elementi asta di tipo elastoplastico a plasticità concentrata e duttilità limitata è condotta individuando cerniere plastiche localizzate nelle sezioni critiche che vengono caratterizzate in funzione del tipo di materiale, della geometria e, per le aste in c.a., in base anche alle armature presenti. Sia i valori resistenti ultimi, per i vari tipi di sollecitazione, che le capacità rotazionali delle cerniere vengono calcolate in base alla nuova normativa sismica ed agli Eurocodici.

#### 4.2.2 - Modello a plasticità distribuita. Modello a fibre.

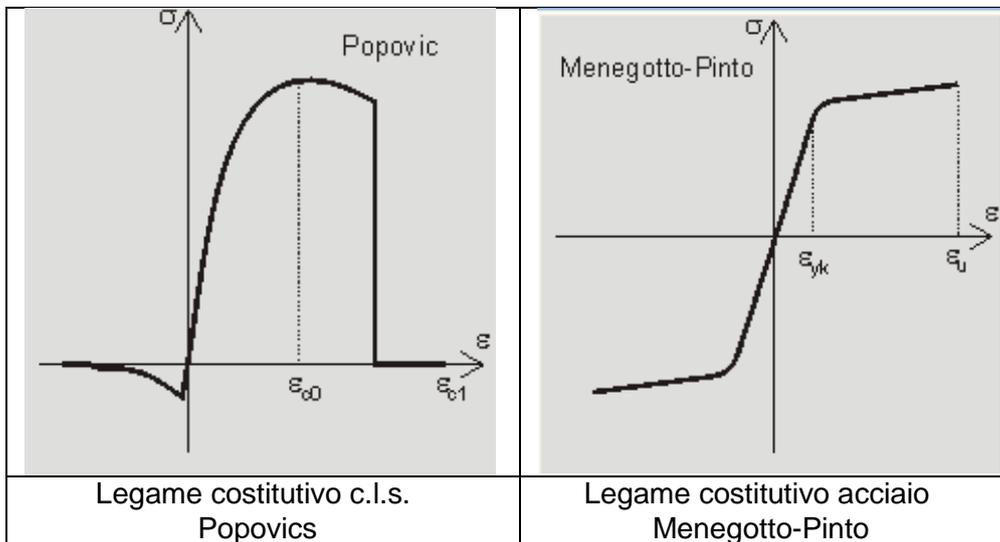
Nelle Analisi Dinamiche Non Lineari condotte su modello a fibre con solutore Opensees, si è adottato un modello di struttura 3D a plasticizzazione distribuita mediante modellazione a fibre delle aste in c.a. con il Type Element BeamWithHinges della libreria di OpenSees.

In questo caso il raggiungimento di un dato stato limite è legato al livello di deformazione delle fibre in cui sono suddivise le sezioni delle aste. I valori delle deformazioni che

corrispondono al raggiungimento di ogni stato limite sono fissate nei Performance Criteria PushOver del SW CDSWIN assegnando una percentuale di raggiungimento della deformazione ultima per il calcestruzzo e per l'acciaio.

Nella modellazione a fibre si assumono i seguenti legami costitutivi per i diversi modelli di materiale:

- Calcestruzzo: Modello Popovics
- Acciaio: Modello Menegotto – Pinto.



In particolare, per ogni stato limite, si sono fissati i seguenti rapporti fra le deformazioni da Stato Limite ed ultima del calcestruzzo confinato, ed i rapporti fra la deformazione di stato limite e quella ultima dell'acciaio ( il cis del copriferro non è stato preso in considerazione ).

SLO	-Calcestruzzo confinato	Alfa = 0,33 x ε <sub>c u</sub>	- Acciaio Alfa= 0,33 x ε <sub>eu</sub>
SLD	-Calcestruzzo confinato	Alfa = 0,50 x ε <sub>c u</sub>	- Acciaio Alfa= 0,50 x ε <sub>eu</sub>
SLV	-Calcestruzzo confinato	Alfa= 0,75 x ε <sub>c u</sub>	- Acciaio Alfa= 0,75 x ε <sub>eu</sub>
SLC	- Calcestruzzo confinato	Alfa = 1,00 x ε <sub>c u</sub>	- Acciaio Alfa = 1,00 x ε <sub>eu</sub>

### 4.3 -Verifiche per soli carichi Gravitazionali.

Oltre alle analisi di Vulnerabilità sismica sono condotte analisi delle strutture con soli carichi gravitazionali, secondo le procedure delle N.T.C. 2008, adottando i coeff. parziali dei carichi e dei materiali secondo normativa, per accertare il grado di sicurezza delle strutture nelle condizioni non sismiche.

**III-5.A****RISULTATI ANALISI STRUTTURA****- CORPO A**

- Modello 3D a Piano Flessibile

Per il Corpo A, Palestra si riportano i Dati generali della Struttura nella Tabella che segue.

<b>DATI GENERALI DI STRUTTURA</b>			
<b>DATI GENERALI DI STRUTTURA</b>			
Massima dimens. dir. X (m)	20,45	Altezza edificio (m)	8,60
Massima dimens. dir. Y (m)	30,80	Differenza temperatura(°C)	15
<b>PARAMETRI SISMICI</b>			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	13,62376	Latitudine Nord (Grd)	42,00963
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	SI	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.</b>			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	45,00
Accelerazione Ag/g	0,10	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,34	Fv	0,98
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,45	Periodo TD (sec.)	1,99
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.</b>			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,12	Periodo T'c (sec.)	0,29
Fo	2,32	Fv	1,10
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,46	Periodo TD (sec.)	2,09
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.</b>			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,30	Periodo T'c (sec.)	0,35
Fo	2,38	Fv	1,75
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,28	Periodo TB (sec.)	0,17
<b>Periodo TC (sec.)</b>	<b>0,52</b>	Periodo TD (sec.)	2,79
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 1</b>			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	2,76		
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 2</b>			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	2,76		
<b>PARAMETRI DI CALCOLO SLITTE ISOLATORI SISMICI</b>			
Ripartiz. P/Delta Testa:	0,50	Ripartiz. P/Delta Piede :	0,50
Coeff. di Attrito :	0,01		
<b>COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI</b>			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondam.:	1,30
Livello conoscenza	LC2		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

### A.5.1 – ANALISI LINEARE STATICA PER SOLI CARICHI VERTICALI

Si effettua una verifica della struttura nelle condizioni attuali secondo le procedure delle N.T.C. 2008 per soli carichi gravitazionali. si ottengono i risultati riportati nelle immagini che seguono nelle quali a **colore rosso** sono indicate le aste che non verificano la condizione  $D/C < 1$  mentre a colore verde sono riportate le membrature che verificano la condizione  $D/C < 1$ .

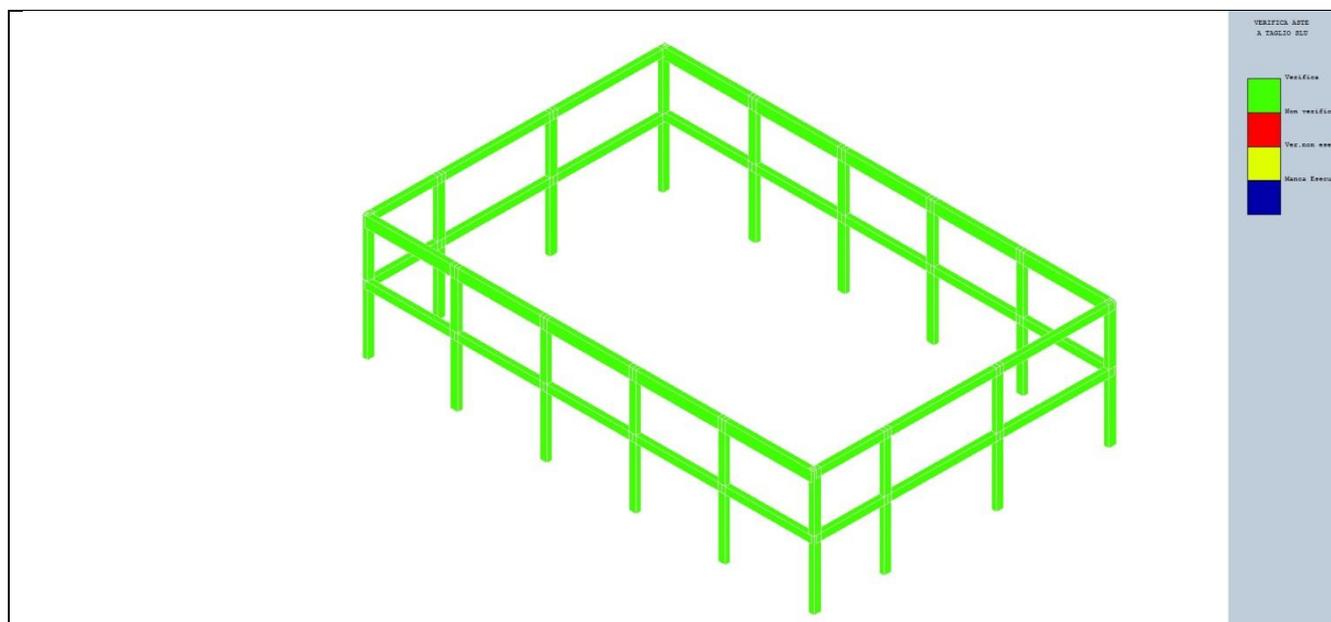


Fig. 5 - VERIFICHE STRUTTURA PER SOLI CARICHI VERTICALI – VERIFICHE SLU A TAGLIO

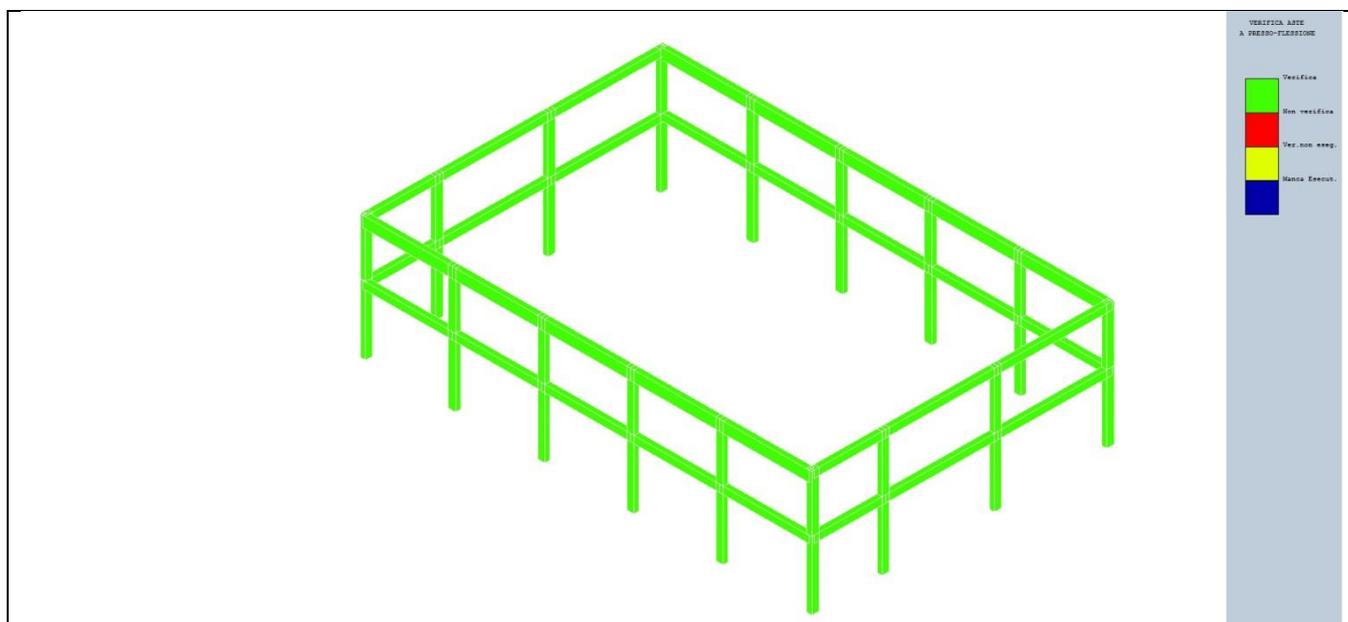


Fig. 6 – VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

**LA STRUTTURA VERIFICA LA CONDIZIONE  $D/C < 1$   
PER CARICHI VERTICALI**



5.2.2 - Analisi dinamica lineare con fattore di struttura q

Per una indagine preliminare sul comportamento della struttura si conducono Analisi Dinamiche Lineari Nodali per solo condizione SLV su modello 3D con Modulo elastico ridotto:  
 Si assumono per meccanismi duttili e fragili i seguenti valori dei coeff. di struttura:  
**Mecc. Fragili :  $q = 1,5$  - Meccanismi Duttili :  $q = 2,76$**

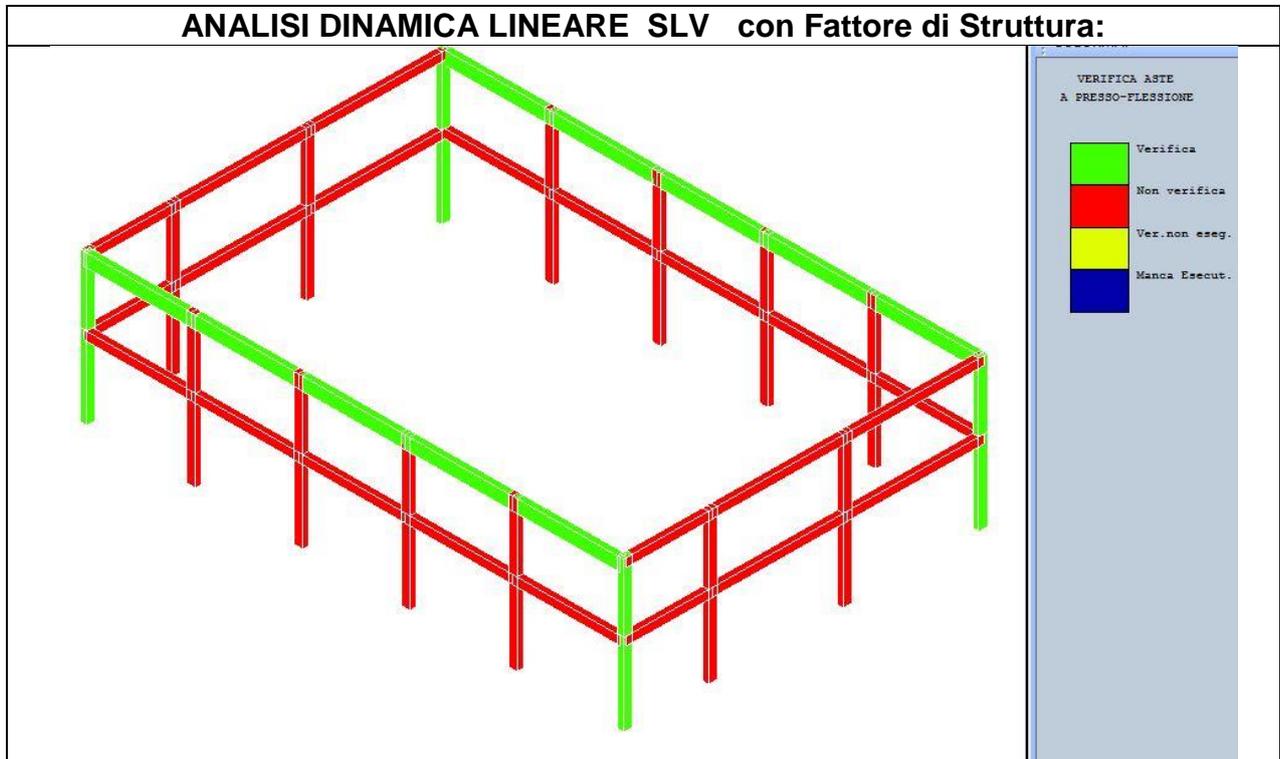


Fig. 10 - VERIFICHE PRESSO-FLESSIONE M-N mecc. duttili coeff.  $q = 2,76$

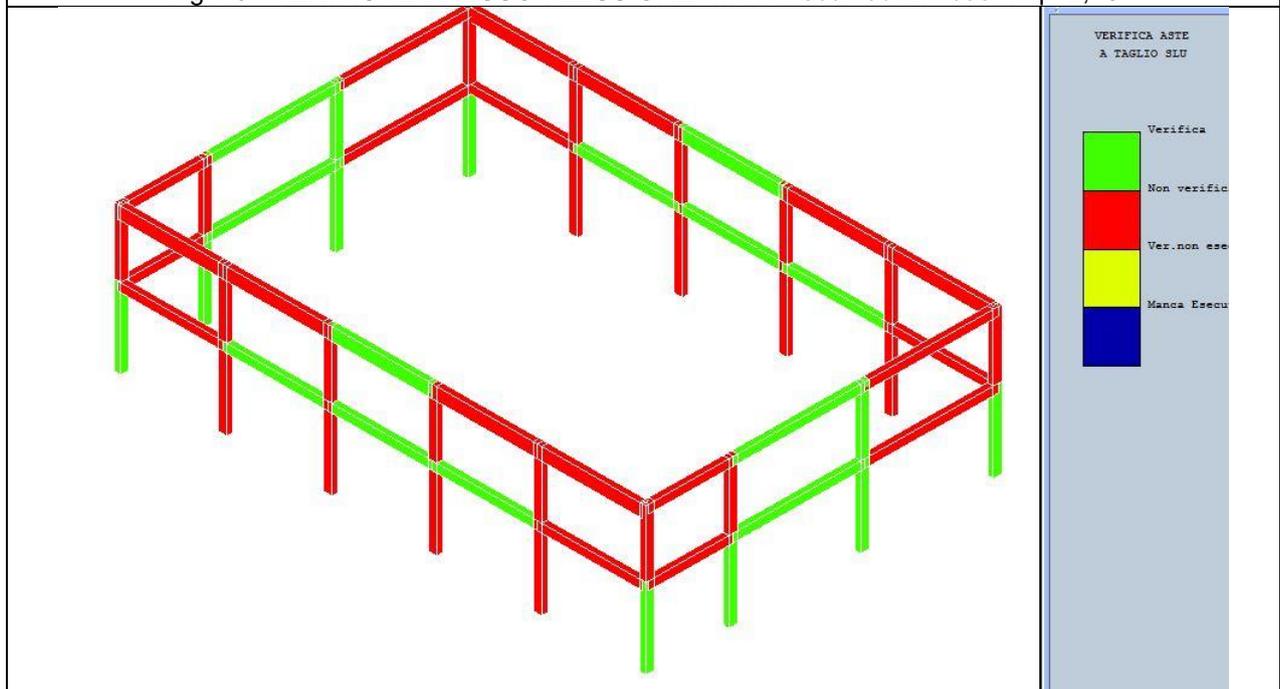


Fig. 11 - VERIFICHE TAGLIO-TORSIONE. V-T mecc. fragili coeff  $q = 1,5$

### 5.3 – ANALISI NON LINEARE STATICA - Pushover.

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi e le considerazioni relative. Queste analisi sono raccolte e organizzate nelle Tabelle e grafici che compongono la parte seconda della relazione **TABULATI DI CALCOLO** Cap. ANALISI STATICA NON LINEARE, della struttura esaminata ed a queste si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.

#### 5.3.2 – Analisi Statica Non Lineare . Modello a Plasticità Concentrata.

Nel caso della struttura in esame (mancanza di impalcato rigido) è ancora possibile l'analisi PUSH OVER se si generalizza la definizione di spostamento di controllo, individuandolo come quello che compie, sul tagliante totale, lo stesso lavoro del sistema reale. (costituito dalle forze scalari applicate ai singoli nodi del piano deformabile).

La soluzione implementata nel CDSWIN è quella proposta da Chopra e Goel [2002] e riportato in "Development and application of Nonlinear Static Procedures for planasymmetric buildings" G. Adhikari, R. Pinho- IUSS press Dicembre 2010.

Come richiamato in precedenza, la struttura a pianta rettangolare risulta simmetrica nelle due direzioni principali, con distribuzioni di carico in pianta ed in elevazione con baricentro masse con modeste eccentricità rispetto al baricentro delle rigidezze di piano.

La struttura ha un comportamento prevalentemente traslazionale con incidenza non rilevante di moti rotazionali e presenta valori di periodi di vibrazione dei primi modi superiori alla soglia di  $T_c = 0,35$  sec. dello Spettro Elastico di riferimento (SLV). Essa rispetta i requisiti di applicazione di cui all'art. 7.3.4 delle N.T.C. 2008 e può quindi considerarsi soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare e si ritiene che tale procedura di analisi riesca meglio a cogliere le reali capacità duttili della struttura.

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite ( $SLO_{81\%}$ ;  $SLD_{63\%}$ ,  $SLV_{10\%}$ ), il fabbricato presenta valori delle accelerazioni di danno (capacità) sistematicamente inferiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione Y-Y che nella direzione X-X.

Nella esecuzione delle Analisi Statiche Non Lineari su Modello a plasticità concentrata si è proceduto con due distinte analisi di spinta, assumendo due comportamenti strutturali diversi per misurare le effettive vulnerabilità e risorse duttili presenti.

Una prima analisi è stata condotta su un modello 3D nel quale erano presenti ed attivabili meccanismi fragili di Taglio-Torsione su travi e pilastri e mecc. Fragili di nodo non confinato.

Una seconda ASNL è stata condotta sul modello 3D nel quale sono stati inibiti tutti i meccanismi fragili presenti e abilitati i soli meccanismi duttili delle cerniere plastiche di estremità delle aste.

Nelle Fig. 14 – 15 sono riportate rispettivamente le curve di capacità ottenute nelle due distinte procedure

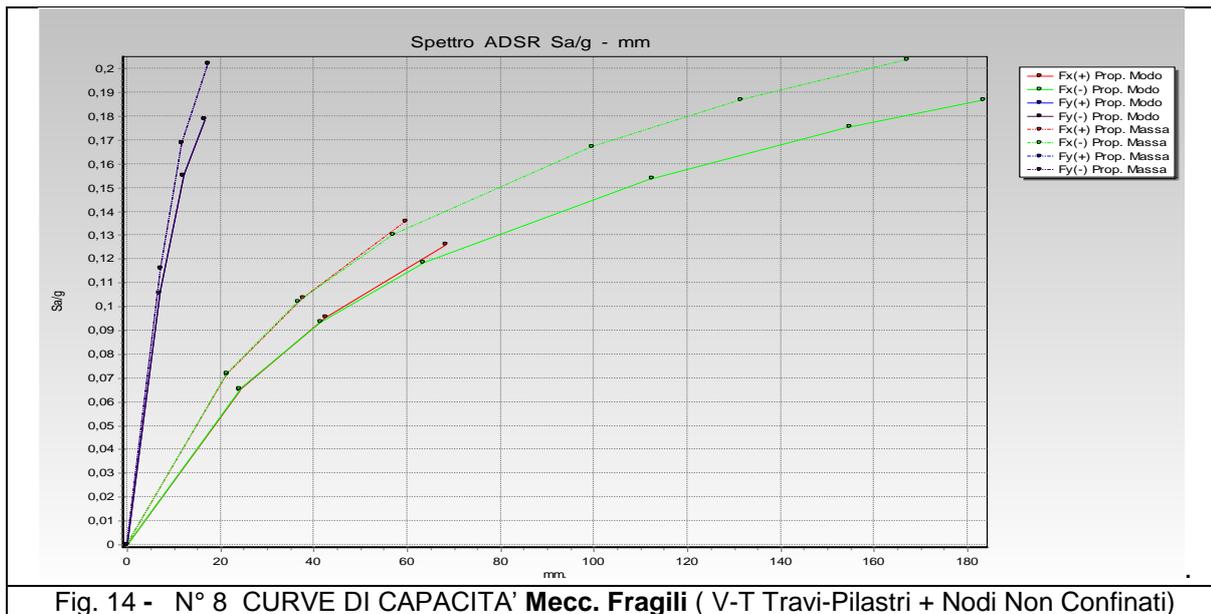


Fig. 14 - N° 8 CURVE DI CAPACITA' Mecc. Fragili ( V-T Travi-Pilastri + Nodi Non Confinati)

Nella A.S.N.L. su modello con meccanismi fragili la Analisi di spinta è stata spinta fino alla occorrenza di N° 10 meccanismi per consentire di individuare una capacità di spostamento significativa e misurabile. Ciò perchè la occorrenza del 1° meccanismo, in alcune Pushover determinava la immediata interruzione degli steps di carico al primo passo di analisi.

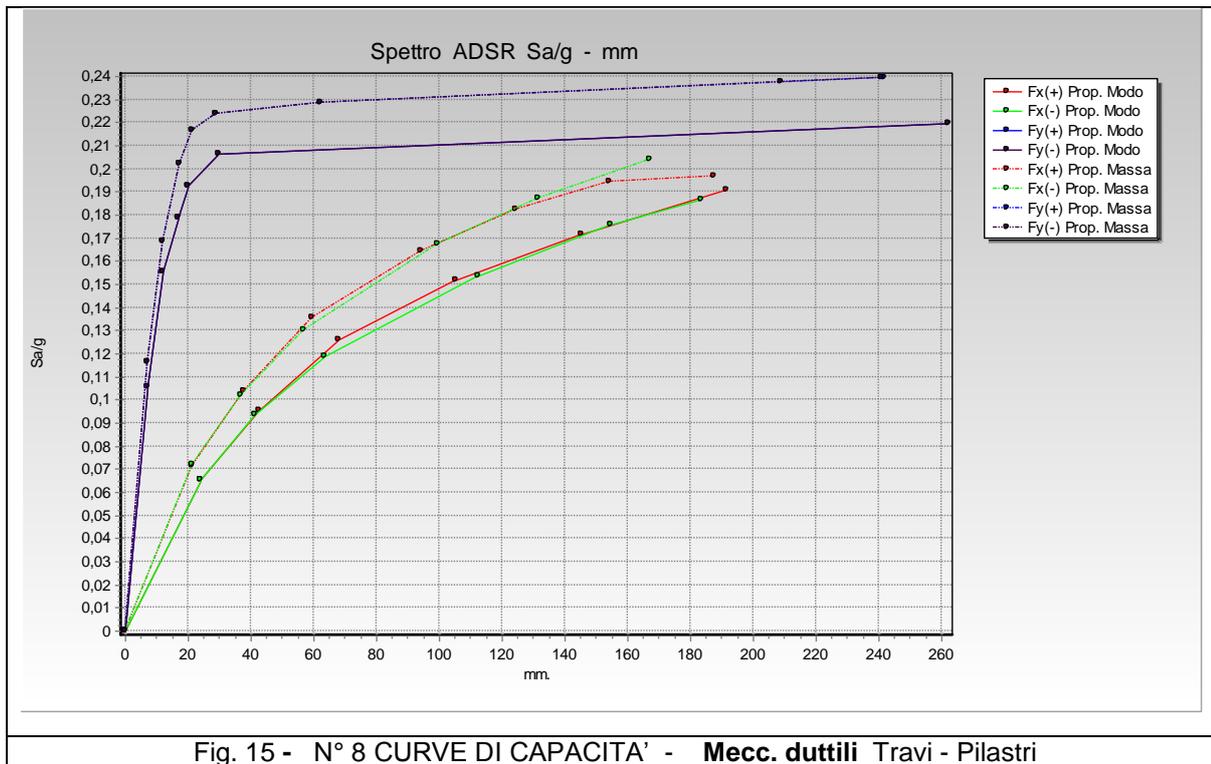


Fig. 15 - N° 8 CURVE DI CAPACITA' - Mecc. duttili Travi - Pilastri

I risultati per le due procedure sono ampiamente descritti nelle Relazioni e TABULATI DI CALCOLO e ad essi si rimanda per gli opportuni approfondimenti. In particolare si possono fare le seguenti osservazioni.

Procedura di analisi sul modello con meccanismi fragili di nodo non confinato+ V-T Travi-Pilastri.

Nella analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati. Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Nella fig. 14 si riportano le curve di capacità ottenute su questo modello. Le curve di capacità ottenute nelle procedure di spinta incrementale nelle due direzioni principali X-X e Y-Y sono abbastanza differenziate e mostrano principalmente quelle con sisma nella direzione Y-Y una repentina interruzione quando le curve si trovano ancora nel tratto iniziale ad andamento praticamente lineare. La crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di Taglio alla base e ridotte capacità di spostamento.

Procedura di analisi su modello con meccanismi duttili.

Nella procedura di analisi sul modello in cui sono inibiti i meccanismi fragili di nodo e sono presenti solo i meccanismi duttili localizzati nelle cerniere plastiche alle estremità delle aste, si analizza la capacità strutturali, assumendo la ipotesi di aver realizzato interventi di rinforzo per Taglio-Torsione sulle aste e rinforzo dei nodi non confinati critici. I risultati di tale analisi sono riportati nella fig. N° 15 nella quale si osserva come il comportamento strutturale per tutte le curve di capacità sia decisamente migliorato, con significativo incremento sia del valore del Taglio resistente alla base che delle capacità di spostamento misurate sul punto target di controllo.

La struttura presenta in questa seconda procedura una segnata differenziazione di comportamento nelle due direzioni principali.

Con sisma nella direzione X-X i valori di Taglio alla base ottenuti risultano inferiori rispetto a quelli ottenuti con sisma nella dir. Y-Y. Anche le capacità di spostamento risultano decisamente superiori con sisma Y-Y. Con sisma con direzione Y-Y la struttura manifesta una superiore capacità dissipativa e capacità resistenti superiori rispetto al comportamento con sisma nella direzione X-X.

L' esame delle Tabelle e Grafici dell' Allegato TABULATI DI CALCOLO sopra richiamato, mette in luce quanto segue.

**5.3.2.1 Analisi Su Modello Con Meccanismi Fragili (Nodi non confinati+ V-T Pilastri) .**

**In entrambe le direzioni principali X-X e Y-Y,** i valori delle PGA di danno risultano sempre decisamente inferiori ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81% e gli Indici di rischio, ottenuti come rapporto tra la  $PGA_D$  (domanda) ed il valore delle  $PGA_C$  (capacità della struttura) risultano significativamente inferiori all' unità.

I valori minimi di PGA che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento sono molto inferiori ai valori attesi  $PGA_D$  principalmente **nella direzione Y-Y** e si raggiungono in modo indifferenziato per tutte le analisi condotte in quella direzione.

**i) Nella direzione X-X** I valori degli spostamenti di danno risultano superiori ma nel caso di SLV sempre modesti a causa della occorrenza delle rotture per meccanismi fragili di Nodo. Nel caso invece di Stati Limiti di Danno (**SLO e SLD**) si rileva un deciso aumento delle capacità di spostamento e di PGAC di attivazione con raggiungimento, in **alcuni casi del totale adeguamento sismico**. Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL, fino alla occorrenza dei primi meccanismi fragili risultano essere:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 42,60$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 49,7$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 55,72$ mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 49,7$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 133,68$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 54.23$  mm;

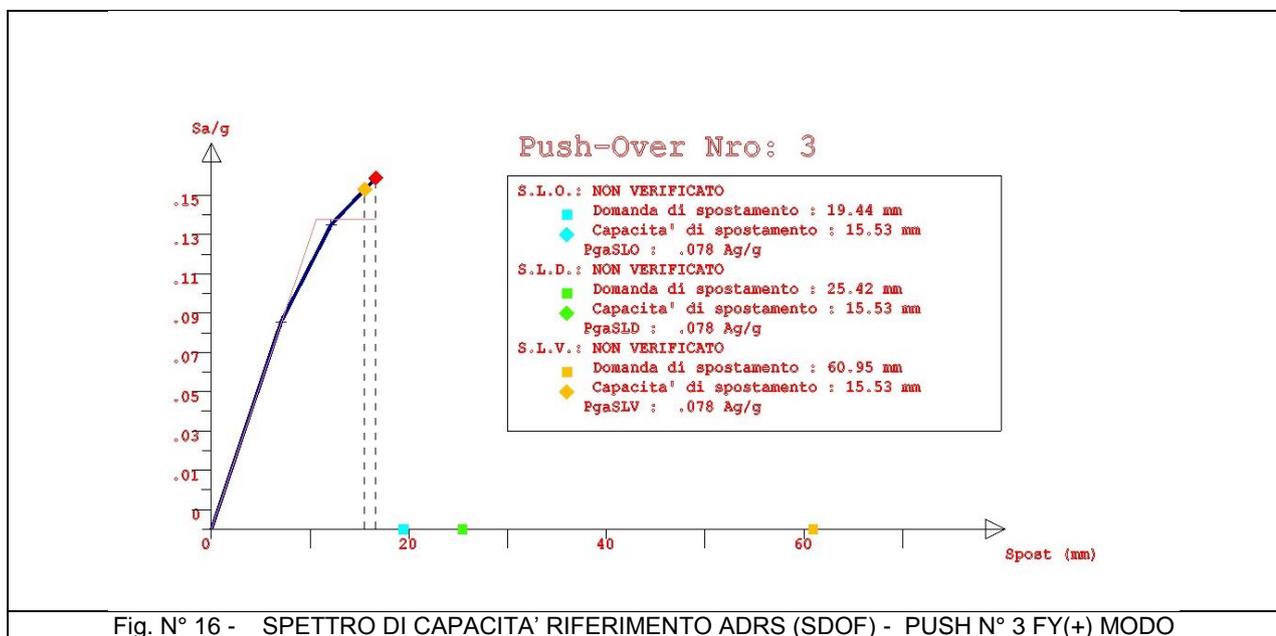
Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 37,9 ton.**

ii) Nella direzione Y-Y, la struttura risulta essere più vulnerabile ed ha un comportamento decisamente meno performante rispetto alla direzione X-X. Assumendo la PUSH N° 3 di riferimento, le domande e le rispettive capacità di spostamento in corrispondenza dei diversi SL risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 19,44$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 15,53$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 25,42$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 15,53$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 60,96$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 15,53$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di  $T = 76,69$  ton.

Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare risulta essere pari a  $q_x = 1,56$ , prossimo al valore proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi fragili  $q = 1,5$  per la occorrenza del primo mecc. Fragile. Si riporta nella Fig. 16 la curva di PUSHOVER N° 3 significativa del comportamento strutturale del modello 3D con presenza di meccanismi fragili e la repentina interruzione sul tratto di curva appena dopo il superamento della soglia convenzionale di snervamento e nel tratto ad andamento praticamente lineare.



Nella fig. 17 si riporta il modello 3D con la indicazione della mobilitazione dei meccanismi fragili di trazione-compressione della biella di cls nei nodi non confinati e nel quale si rileva a colore azzurro la mobilitazione dei meccanismi fragili di Nodo al 1° e 2° Livello nei pilastri d'angolo.

La crisi della struttura avviene quando essa si trova ancora in campo elastico. In definitiva, la comparsa di collassi fragili rende praticamente inutilizzabili le risorse di duttilità che la struttura potrebbe mobilitare mediante la plasticizzazione degli altri elementi, molti dei quali si trovano ancora in campo elastico.

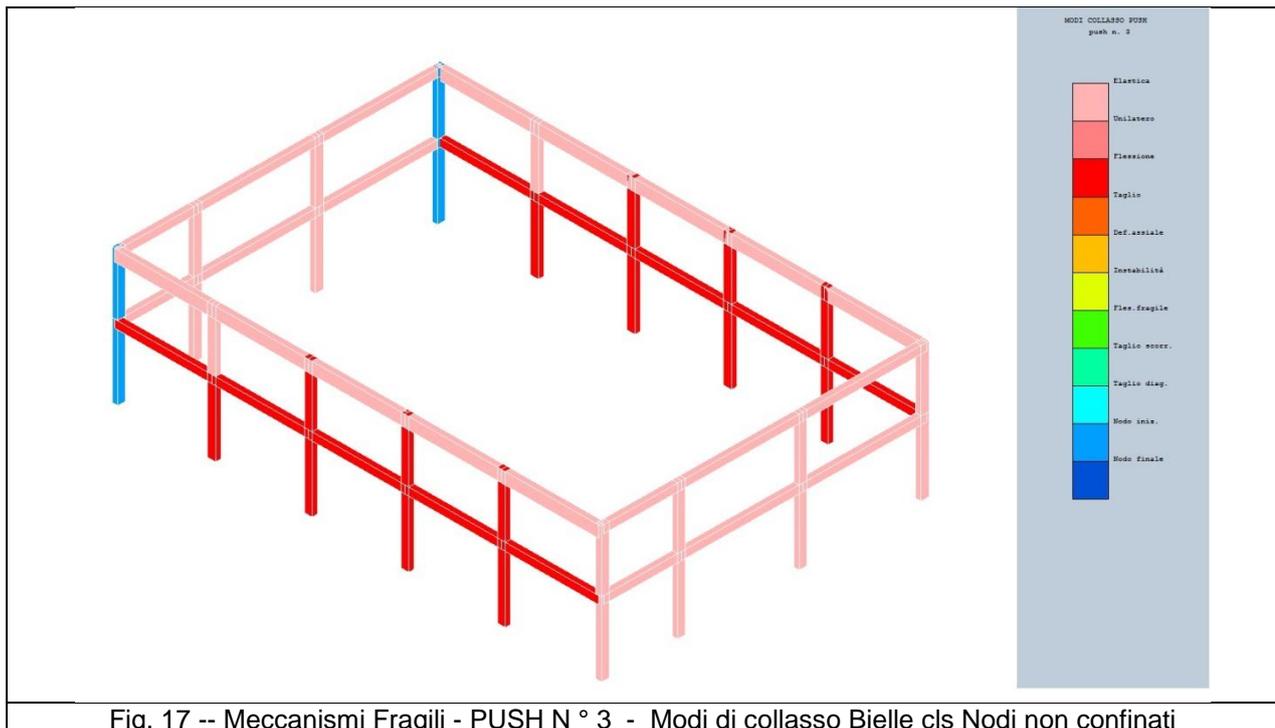


Fig. 17 -- Meccanismi Fragili - PUSH N° 3 - Modi di collasso Bielle cls Nodi non confinati

Questo comportamento si rileva per un numero significativo delle curve di capacità sviluppate per il modello 3D con meccanismi fragili attivabili.

### 5.3.2.2 Analisi Su Modello Con Meccanismi Duttili

Nel modello con inibizione dei meccanismi fragili dei Nodi non confinati e mecc. fragili di V-T su travi e pil., si trova un significativo miglioramento delle capacità strutturali. In questo caso infatti la struttura dimostra di raggiungere, per diverse delle N° 8 curve di spinta e per ciascuno degli stati limiti fissati, valori prossimi e/o superiori degli indici di rischio. In alcuni casi si raggiungono valori di Alfa  $>1,0$  per le condizioni di SLV e di SLE ( SLO e SOD ). Per SLV e SLD ed SLO la struttura presenta valori di Indici di rischio non trascurabili, evidenziando in questo modo una sensibile capacità dissipativa nelle condizioni di sismi piu severi ( SLV ) ed una ridotta deformabilità per sismi modesti, con la possibilità di contenere il danno degli elementi non strutturali entro limiti di normativa e modesta entità.

**i) Nella direzione X-X,** i valori delle PGA di danno alle diverse condizioni di SL risultano inferiori ma non trascurabili rispetto ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81%. In particolare si rileva che, per SLV gli Indici di rischio, ottenuti come rapporto tra la  $PGA_C$  ( capacità della struttura ) ed il valore delle  $PGA_D$  ( domanda sismica ), risultano essere prossimi a valori intorno a Alfa = 0,80 che costituisce la soglia di riferimento per il miglioramento della struttura nei confronti del sisma, secondo le disposizioni della Regione Abruzzo per la edilizia scolastica.

I valori minimi di  $PGA_C/PGA_D$  che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento si raggiungono nella PUSH N° 2 (X-X) Modo.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 2 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 53,69$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 55,34$  mm;

- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 70,22$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 55,349$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 168,48$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 133,30$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 51,7 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a **D<sub>y</sub> = 85 mm.**

**ii) Nella direzione Y-Y**, la struttura presenta il **conseguimento del totale adeguamento sismico ai diversi SL**. In questa direzione i valori delle PGA di danno alle diverse condizioni di SL risultano sempre superiori o prossimi ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81%.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 3 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 20,35$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SL} = 25,77$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 26,62$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 25,77$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 63,87$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 196,16$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 94,0 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a **D<sub>y</sub> = 16 mm.**

Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare, con sisma nelle due direzione X-X e Y-Y risulta essere mediamente a **q<sub>PushY-Y</sub> = 16,7** in direzione Y-Y e **q<sub>PushX-X</sub> = 2,28** in direzione X-X . Il valore ottenuto con sisma in direzione Y-Y è decisamente superiore a quello proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi duttili con fattore di struttura ( q<sub>max</sub> = 3,0 ) mentre quello ottenuto per sisma in direzione X-X risulta inferiore a quello proposto in normativa. e risulta anche inferiore al valore più cautelativo considerato nel calcolo ( **q<sub>duttilli</sub> = 2,76** ).

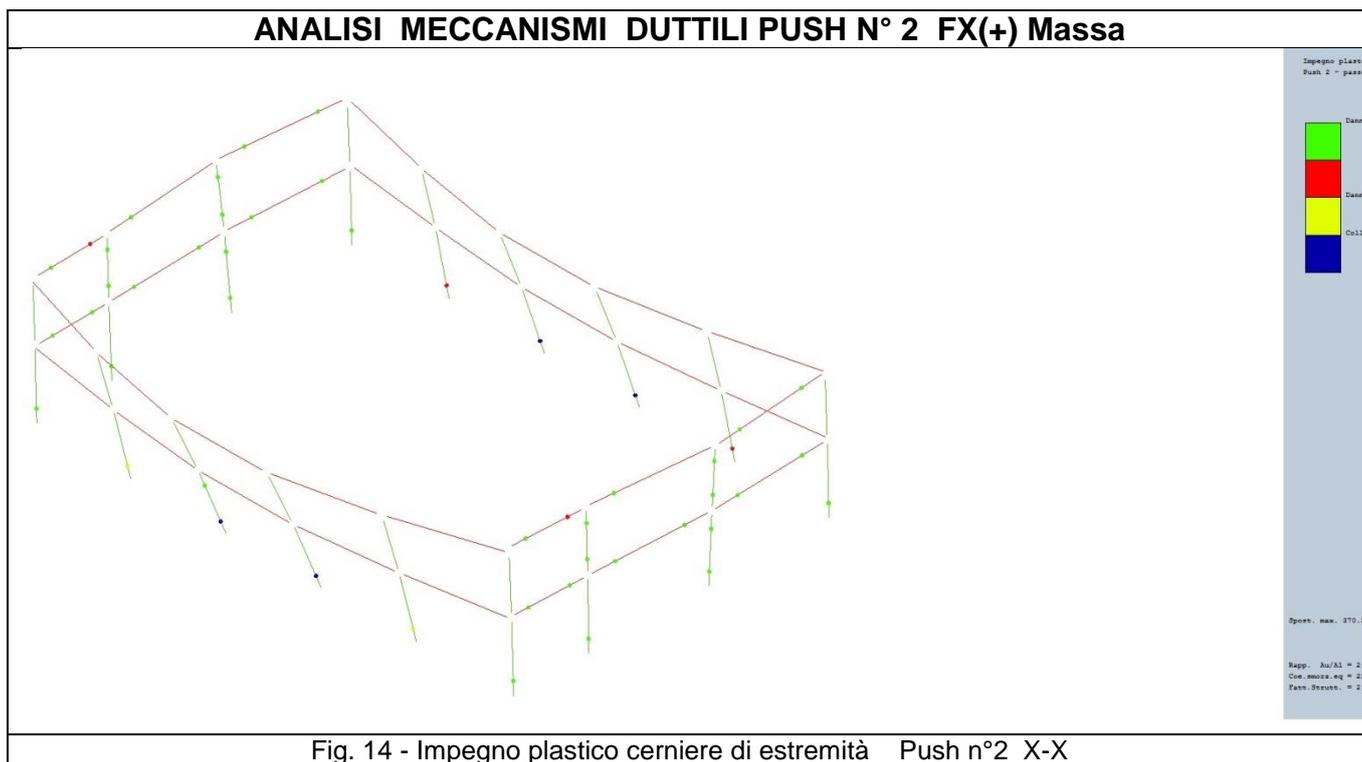
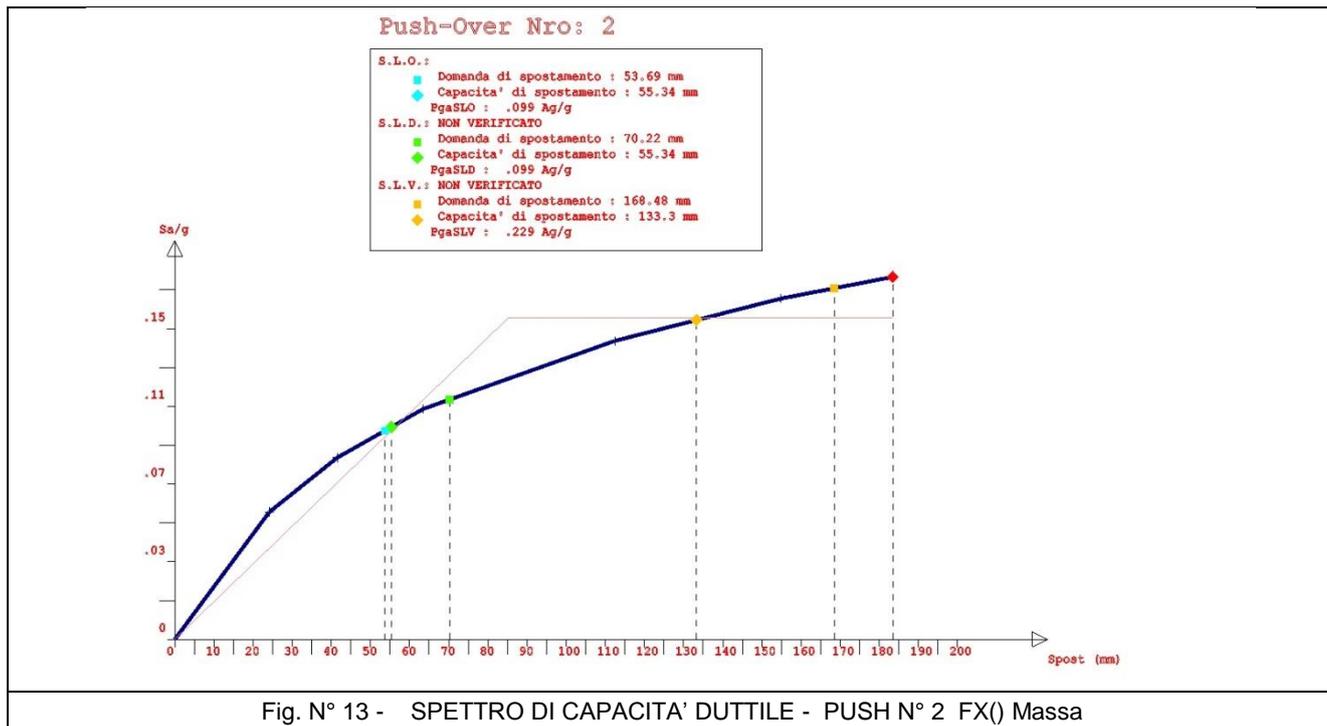
Le capacità dissipative ipotizzate convenzionalmente in normativa risultano per questa struttura sottostimate rispetto alle capacità effettivamente mobilitabili per la direzione Y-Y mentre risultano prossime al valore determinato con A.S.N.L. con sisma in direzione X-X.

Nella fig. N° 13 si riporta una curva di capacità rappresentativa del comportamento della struttura con la mobilitazione dei soli meccanismi duttili per rotazione alla corda ( PUSH N°2) e la inibizione dei meccanismi fragili .

In essa sono indicati con appositi simboli a colore i punti di corrispondenza delle  $PGA_C$  di capacità della struttura ed i corrispondenti valori di domanda  $PGA_D$  relativi alle tre condizioni di Stato Limite ( SLO, SLD, SLV ).

Nella analisi del modello con inibizione dei meccanismi fragili di nodo non confinato (meccanismi duttili) si rileva il deciso aumento delle capacità sia in termini di taglio alla base che di spostamento ultimo della struttura. Tale circostanza è riscontrabile in tutte le curve di capacità del modello nel quale sono interdette le attivazioni dei meccanismi fragili .

Nella Fig.13 si riportano i grafici di impegno plastico e meccanismi di collasso. I grafici sono emblematici dei guadagni in termini di capacità di spostamento e di Taglio alla base ottenuti a seguito della eliminazione dei meccanismi fragili citati.



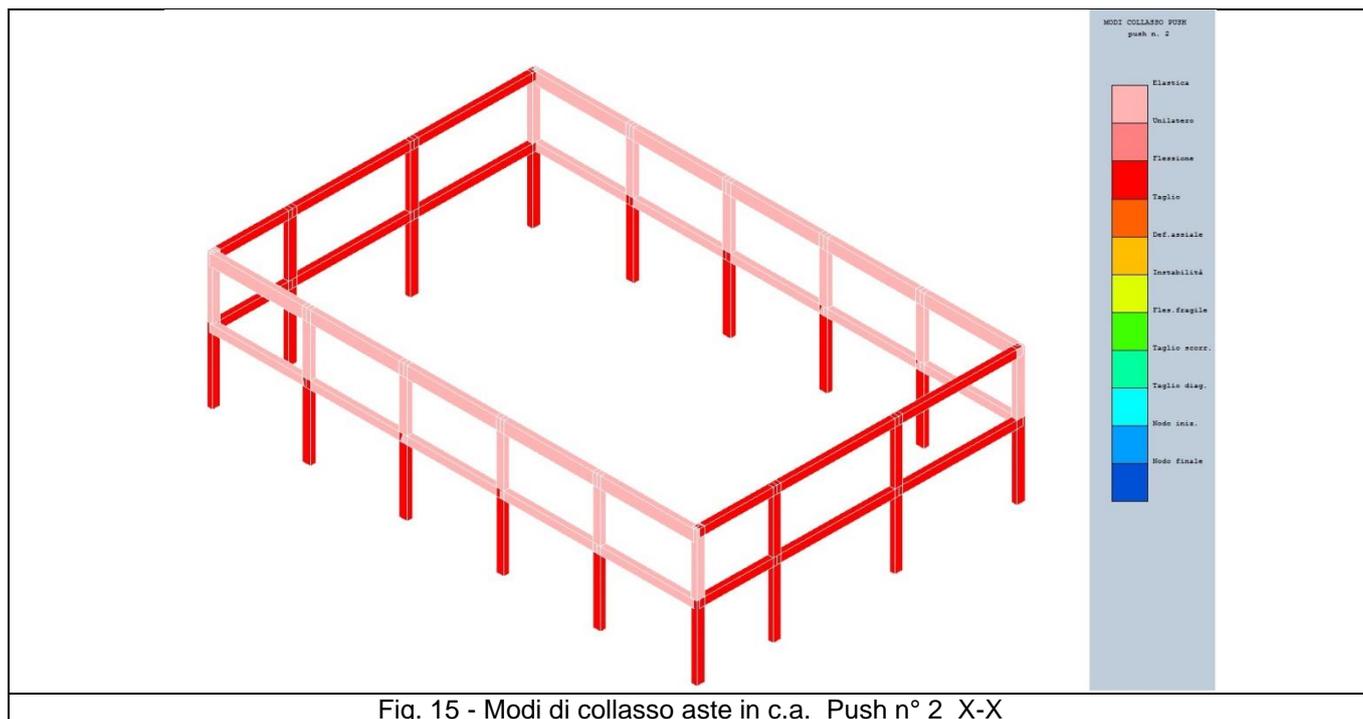


Fig. 15 - Modi di collasso aste in c.a. Push n° 2 X-X

**Fattori Di Struttura e Indici Di Rischio Ai Diversi Stati Limiti.**

I fattori di struttura calcolati con Analisi Statica Non Lineare risultano essere rispettivamente:

- Analisi con meccanismi fragili pari a  $q_x = 1,56,;$
- Analisi con meccanismi duttili pari a min.  $q = 28$

Si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi Indici di Rischio ai diversi Stati Limiti nelle due condizioni di analisi.

## A.1) VALORI DI PGA E INDICI DI RISCHIO FINALI

Si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi Indici di Rischio ai diversi Stati Limiti nelle due condizioni di analisi.

### A.1a) Valori di PGA e Indici di rischio Meccanismi Fragili Travi+ Pil.+Nodi non conf. ( Modello a plasticità Concentrata )

STATO LIMITE	CAPACITA'					DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	N°	PUSH OVER Profilo F.O.	PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,078	0,117	29	3	FY(+) Modo	0,096	1.50	0,144	45	0,812
SLD	0,078	0,117	29	3	FY(+) Modo	0,123	1.50	0,185	75	0,634
SLV	0,078	0,099	29	3	FY(+) Modo	0,296	1.28	0,379	712	0,263

( I valori delle PGA di capacità ai diversi S.L. sono ricavati in via convenzionale assumendo, per il sito in considerazione, la soglia di accelerazione su suolo rigido inferiore dei valori delle tabelle di Normativa, relativa al periodo Tr = 30 anni )

Per la determinazione degli Indici di Rischio ai diversi S.L. nel caso di attivazione soli meccanismi duttili si ottengono i seguenti valori di accelerazione di attivazione.

### A.2b ) - RISULTATI ANALISI GLOBALE MECCANISMI DUTTILI ( Modello a plasticità concentrata )

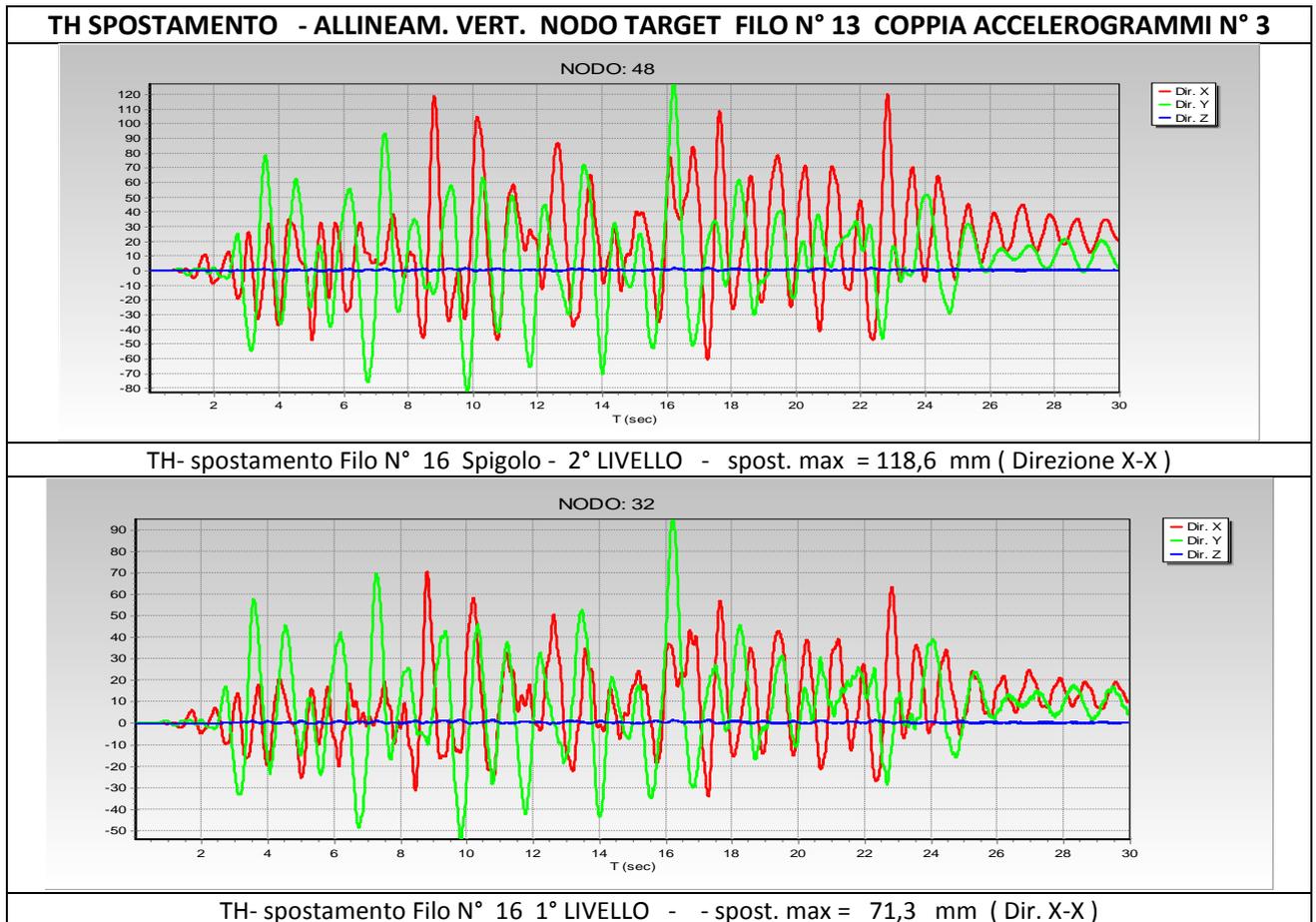
STATO LIMITE	CAPACITA'					DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	N°	PUSH OVER Profilo F.O.	PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,099	0,148	47	2	FX(-) Modo	0,096	1.50	0,144	45	1,003
SLD	0,099	0,148	47	2	FX(-) Modo	0,123	1.50	0,185	75	0,806
SLV	0,229	0,383	343	2	FX(-) Modo	0,296	1.28	0,379	712	0,774

## 5.4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE.

### MODELLO A FIBRE A PLASTICITA DISTRIBUITA- Solutore OPENSEES.

Facendo riferimento allo SLV assunto come SL di comparazione, per le A.D.N.L. condotte con integrazione al passo delle equazioni del moto, vengono ricavate le Time History di spostamento e di accelerazione dei due Punti target rappresentativi della struttura, posizionati in prossimità del baricentro del 2° impalcato e del 1° impalcato ( Filo N° 13 ). Su questi, per ciascuna TH sono determinati gli spostamenti max. (e le max. accelerazioni) ottenuti con la applicazione degli accelerogrammi di progetto.

Si riportano di seguito i risultati relativi alla applicazione della coppia di accelerogrammi n° 3 che si considera come significativa del comportamento dinamico della struttura con la rappresentazione delle TH di spostamento e di accelerazione sulla verticale del Filo N° 13 ai tre livelli dell' edificio.



**VALORI MAX. SPOSTAMENTO. CONFRONTO ASNL - ADNL**

I valori medi di spostamento dei punti Target ottenuti con ADNL sono confrontati con i valori di Domanda e di Capacità di Spostamento ottenuti nelle procedure di ASNL ( Modello a plasticità concentrata Solutore CDS).

Le risposte in termini di spostamento max. della struttura secondo le due direzioni principali ottenute con le procedure di Analisi Statica Non Lineare ( Modello a plasticità concentrata) risultano confrontabili ed in coerenza con i valori delle domande di spostamento ottenuti come media dei massimi riferiti al punto target prescelto delle **Analisi Dinamica Non Lineare**.

Si rileva la coerenza del profilo dei valori max. degli spostamenti ed accelerazioni di piano ricavati sulla verticale N° 13 dei tre impalcati e secondo le due direz. Principali X-X Y-Y, con la ipotesi della 1° Forma modale traslazionale assunta nella esecuzione delle A.S.N.L.

**La procedura di A.D.N.L. sul modello di struttura 3D a fibre a plasticità diffusa rende validi ed affidabili i risultati conseguiti con procedura di A.S.N.L. sul medesimo modello 3D.**

**III-5.B****RISULTATI ANALISI STRUTTURA****- CORPO B**

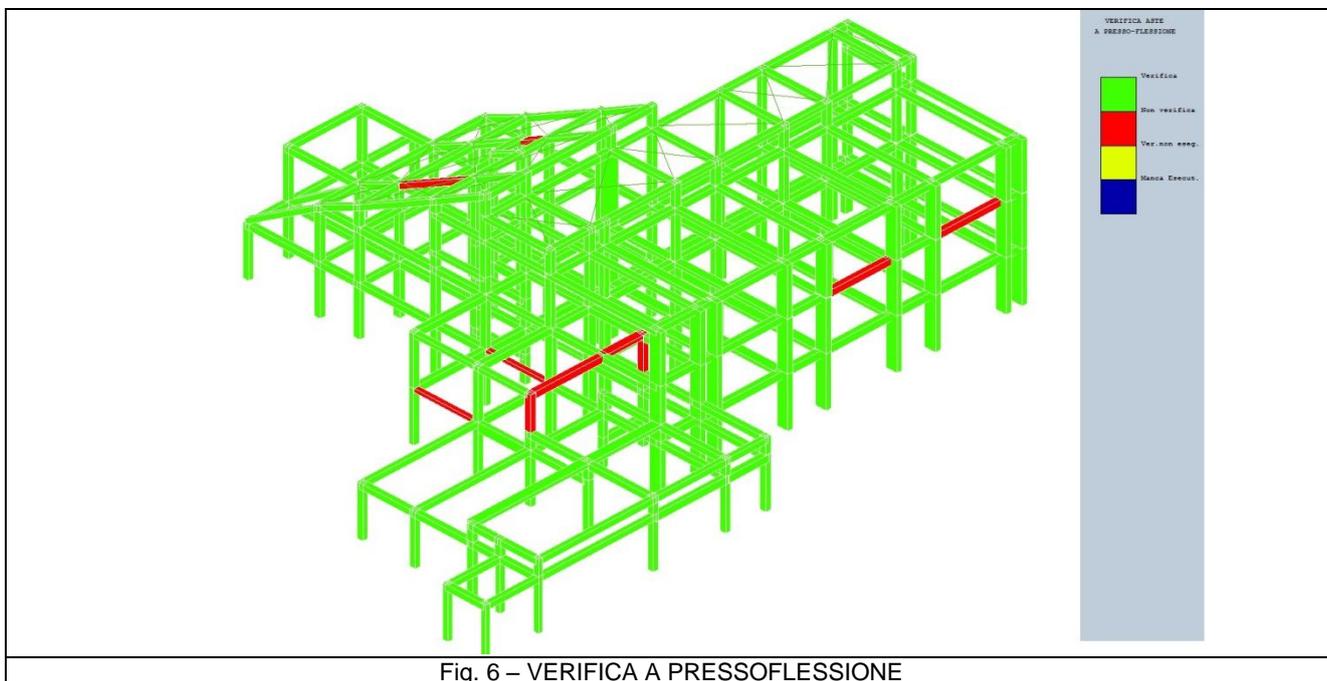
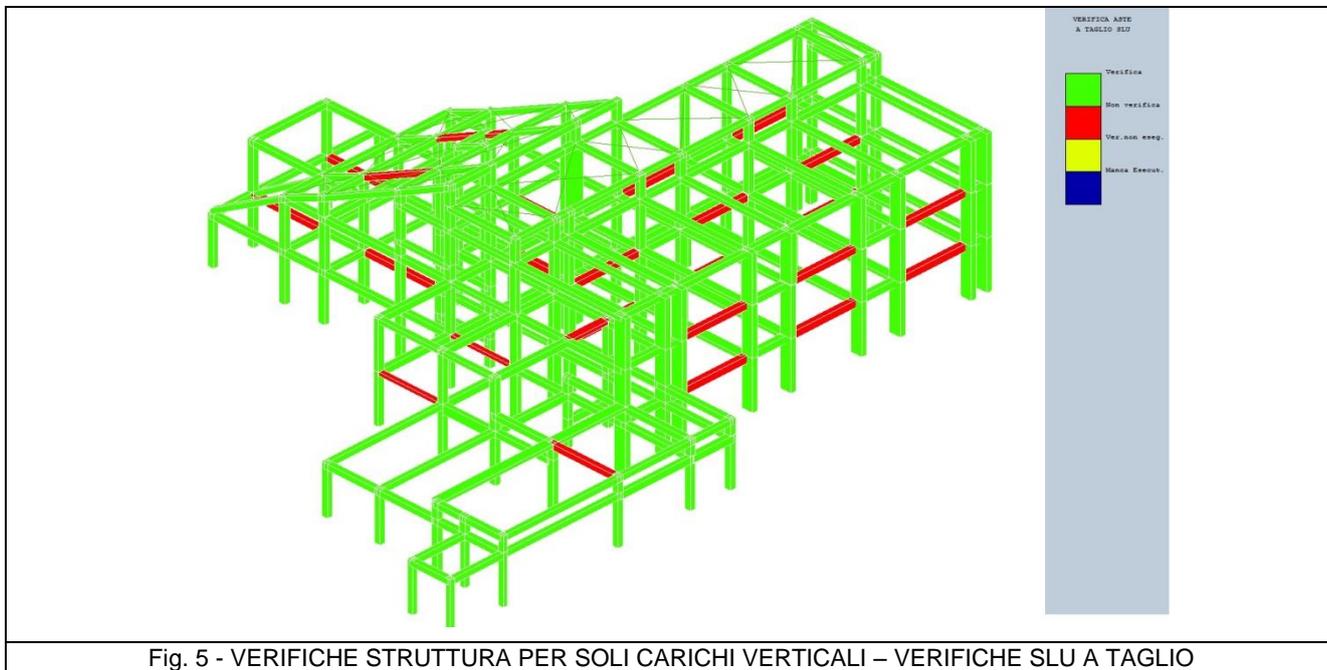
- Modello 3D a Piano rigido

Per il Corpo B Palestra si riportano i Dati generali della Struttura nella Tabella che segue.

<b>DATI GENERALI DI STRUTTURA</b>			
<b>DATI GENERALI DI STRUTTURA</b>			
Massima dimens. dir. X (m)	41,43	Altezza edificio (m)	13,40
Massima dimens. dir. Y (m)	32,80	Differenza temperatura(°C)	15
<b>PARAMETRI SISMICI</b>			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	13,62415	Latitudine Nord (Grd)	42,00967
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	SI	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.</b>			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	45,00
Accelerazione Ag/g	0,10	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,34	Fv	0,98
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,45	Periodo TD (sec.)	1,99
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.</b>			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,12	Periodo T'c (sec.)	0,29
Fo	2,32	Fv	1,10
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,46	Periodo TD (sec.)	2,09
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.</b>			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,30	Periodo T'c (sec.)	0,35
Fo	2,38	Fv	1,75
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,28	Periodo TB (sec.)	0,17
<b>Periodo TC (sec.)</b>	<b>0,52</b>	Periodo TD (sec.)	2,79
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR.1</b>			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	2,76		
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR.2</b>			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	2,76		
<b>PARAMETRI DI CALCOLO SLITTE ISOLATORI SISMICI</b>			
Ripartiz. P/Delta Testa:	0,50	Ripartiz. P/Delta Piede :	0,50
Coeff. di Attrito :	0,01		
<b>COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI</b>			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondam.:	1,30
Livello conoscenza	LC3		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

**B.5.1 – ANALISI LINEARE STATICA PER SOLI CARICHI VERTICALI**

Si effettua una verifica della struttura nelle condizioni attuali secondo le procedure delle N.T.C. 2008 per soli carichi gravitazionali. si ottengono i risultati riportati nelle immagini che seguono nelle quali a **colore rosso** sono indicate le aste che non verificano la condizione  $D/C < 1$  mentre a colore verde sono riportate le membrature che verificano la condizione  $D/C < 1$ .



Si rileva che in diverse travi ed in alcuni pilastri al Primo, Secondo e Terzo Livello non si verifica la condizione  $D/C < 1$  per C.V. Tale circostanza è agevolmente superabile con interventi di tipo locale, con cerchiature-rinforzi in acciaio o fibra di carbonio da applicare nelle porzioni di intradosso delle travi interessate.

**LA STRUTTURA NON VERIFICA LA CONDIZIONE  $D/C < 1$  PER CARICHI VERTICALI**

## MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA

### B.5.2 - ANALISI DINAMICA LINEARE.

#### 5.2.1 – Preliminare dinamica modale.

La analisi dinamica modale è condotta fino alla definizione dei parametri dinamici relativi al 9° modo di vibrare nel caso di edifici a tre piani ( 3 piani x 3 gradi di libertà con piano infinitamente rigido). Nella parte preliminare della relazione TABULATI DI CALCOLO, sono riportate le diverse Tabelle di sintesi della elaborazione ed i grafici che descrivono i risultati di calcolo ottenuti. Ad esse si rimanda per ogni ulteriore delucidazione.

In dettaglio, si sono rilevate le seguenti caratteristiche dinamiche.

La struttura di tre piani fuori terra, si presenta irregolare in pianta ed in elevazione. La distribuzione di carico sui piani risulta di tipo prevalente superficiale in pianta. Il Baricentro Masse presente ai tre livelli si discosta con una certa eccentricità rispetto alla posizione del Baricentro Rigidezze.

#### BARICENTRI MASSE – RIGIDENZE DI PIANO

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE														
IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FleX (kN*m)	Rig.FleY (kN*m)	RigTors. (kN*m)	r / Is /RigFle
1	3,60	8034,40	22,75	14,31	22,95	13,55	0,20	-0,76	32,80	41,43	114772	105835	15628185	0,76
2	7,60	6887,87	25,95	15,22	20,74	13,94	-5,21	-1,28	28,20	29,86	62909	102513	7122192	0,70
3	10,50	1774,55	29,11	9,36	20,48	12,61	-8,64	3,24	7,50	24,87	30738	82515	3781797	0,90

Risulta in parte soddisfatta la condizione di adeguata rigidezza Torsionale, come rapp. tra il raggio torsionale ( min.  $r_x, r_y$  ) della struttura ed il raggio di inerzia polare delle masse ( art. 7.4.3.1 NTC 2008).

- 1° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 0,76 \neq 0,80$
- 2° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 0,70 < 0,80$
- 3° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 0,90 > 0,80$

Risulta totalmente soddisfatta la condizione di ridotto valore del rapp. Teta =  $P/\Delta < 0,1$  e si ritiene di poter definire per la azione sismica un fatt. di incremento pari a 1,00

Dall' esame della TABELLA MODI DI VIBRARE STRUTTURA, si trova che il primo modo di vibrare, è di tipo roto-traslazionale prevalentemente secondo Y-Y, con un periodo proprio di circa  **$T_1=0,44$  sec.**; il secondo modo di vibrare avviene con componente prevalentemente traslazionale secondo X-X e con periodo proprio di circa  **$T_2= 0,34$  sec.**, mentre il terzo modo di vibrare è del tipo rotazionale-traslazionale secondo Y-Y e con periodo  **$T_3= 0,26$ sec.**. Infine, il 4° modo di vibrare avviene con componente roto-traslazionale inversa e con periodo  **$T_4= 0,14$  sec.**

Nelle Tabelle FATTORI DI PARTECIPAZIONE E FORZE DI PIANO sono riportati, per le due direzioni principali e per ciascun modo di vibrare, i valori dei coeff. di partecipazione modale ed i valori delle masse modali efficaci associate a ciascun modo.

Con sisma in direzione 0° X-X si presentano i seguenti modi di vibrare con rispettive percent. di massa eccitata:

- 2° modo ( traslazionale.) -  $M_{ecc1X-X} = 85,5$  % della massa totale;
- 5° modo (rotazionale) -  $M_{ecc5X-X} = 8,2$  % della massa totale;

Con sisma in direzione 90° Y-Y si presentano i seguenti valori di massa eccitata per i diversi modi di vibrare:

- 1° modo (traslazionale) -  $M_{ecc1Y-Y} = 42,8$  % della massa totale;
- 3° modo (rotazionale) -  $M_{ecc3Y-Y} = 48,8$  % della massa totale;
- 

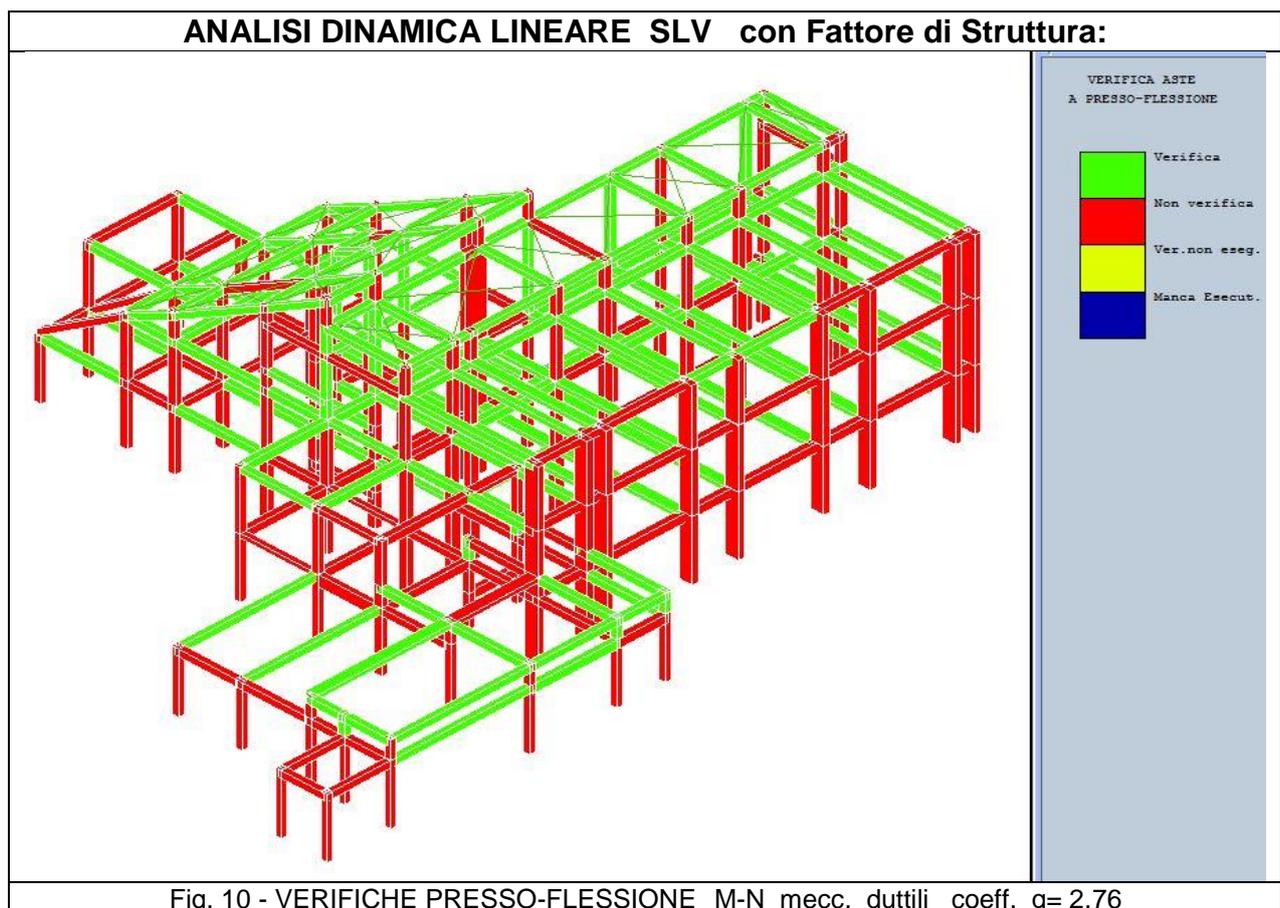
La struttura ha un comportamento prevalentemente traslazionale in direzione X-X con incidenza non rilevante di modi rotazionali mentre in direzione Y-Y prevalgono le componenti roto-traslazionali. I valori di periodi di vibrazione dei primi modi sono prossimi alla soglia di  $T_c = 0,52$  sec. dello Spettro Elastico di riferimento (SLV). Essa pur non rispettando completamente i requisiti di applicazione di cui all' art. 7.3.4 delle N.T.C. 2008 può sostanzialmente considerarsi soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare.

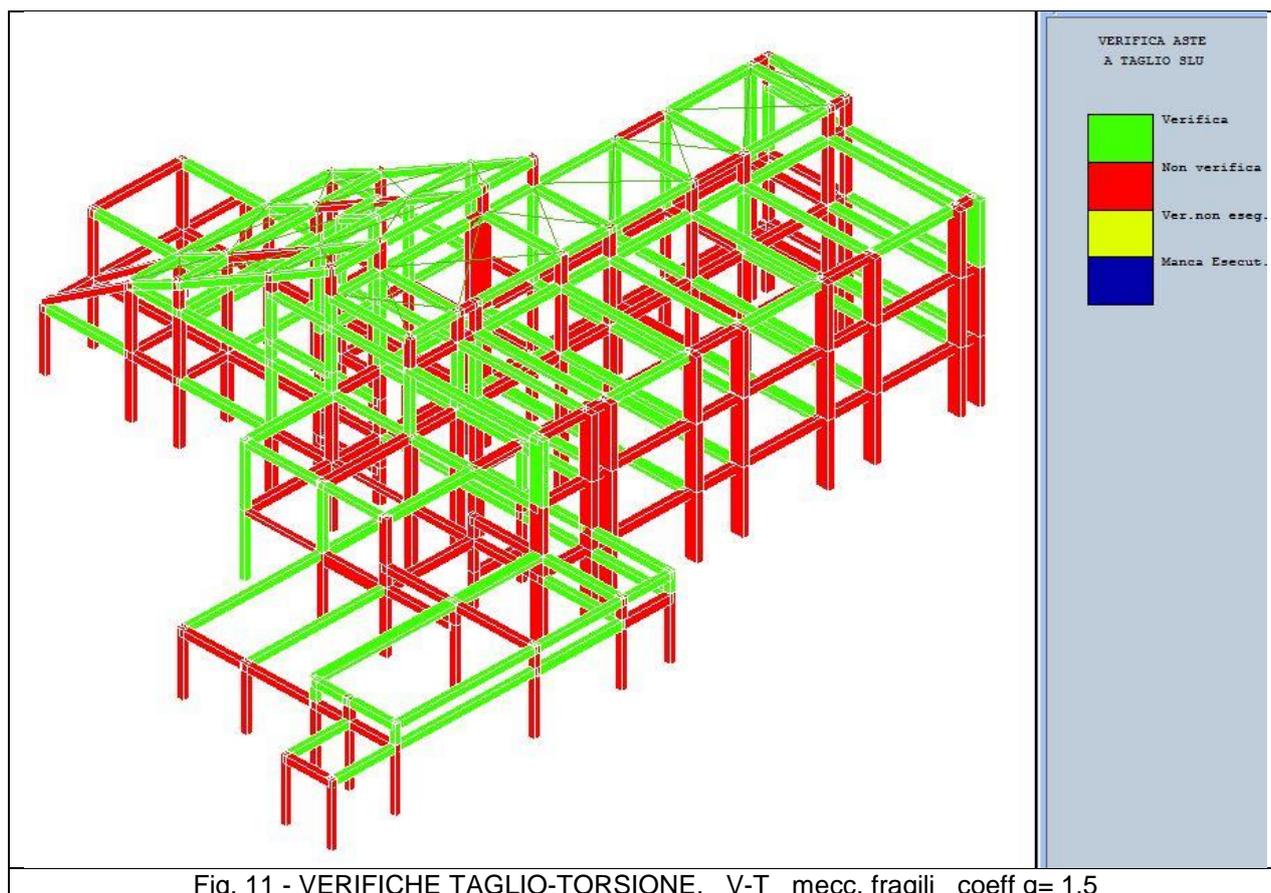
### B.5.2.2 - Analisi dinamica lineare con fattore di struttura q

Per una indagine preliminare sul comportamento della struttura si conducono Analisi Dinamiche Lineari Nodali per solo condizione SLV su modello 3D con Modulo elastico ridotto:

Si assumono per meccanismi duttili e fragili i seguenti valori dei coeff. di struttura:

**Mecc. Fragili :  $q = 1,5$  - Meccanismi Duttili :  $q = 2,76$**





Risulta una diffusa vulnerabilità sismica con A.D.L. sia nei confronti dei dei meccanismi fragili che nei confronti dei meccanismi duttili. Con numerose aste con rapp.  $D/C > 1$ .

### B.5.3 – ANALISI NON LINEARE STATICA - Pushover.

#### 5.3.1 Procedura di ASNL

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi e le considerazioni relative. Queste analisi sono raccolte e organizzate nelle Tabelle e grafici che compongono la parte seconda della relazione **TABULATI DI CALCOLO** Cap. ANALISI STATICA NON LINEARE, della struttura esaminata ed a queste si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.

Come richiamato in precedenza, la struttura a pianta rettangolare risulta non simmetrica nelle due direzioni principali, con distribuzioni di carico in pianta ed in elevazione diversificate, con baricentro masse con eccentricità sensibili rispetto al baricentro delle rigidità di piano.

La struttura ha un comportamento traslazionale in direzione X-X e roto-traslazionale con incidenza sensibile di moti rotazionali con sismi in direzione Y-Y. I periodi di vibrazione dei primi modi risultano inferiori alla soglia di  $T_c = 0,52$  sec. dello Spettro Elastico di riferimento (SLV). La struttura risulta rispettare solo in parte i requisiti di applicazione di cui all' art. 7.3.4 delle N.T.C. 2008 (prevalentemente in direzione X-X) ma si assume possa comunque soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare e si ritiene che tale procedura di analisi riesca meglio a cogliere le reali capacità duttili della struttura considerando di interpretare con le opportune cautele i risultati conseguiti con A.S.N.L.

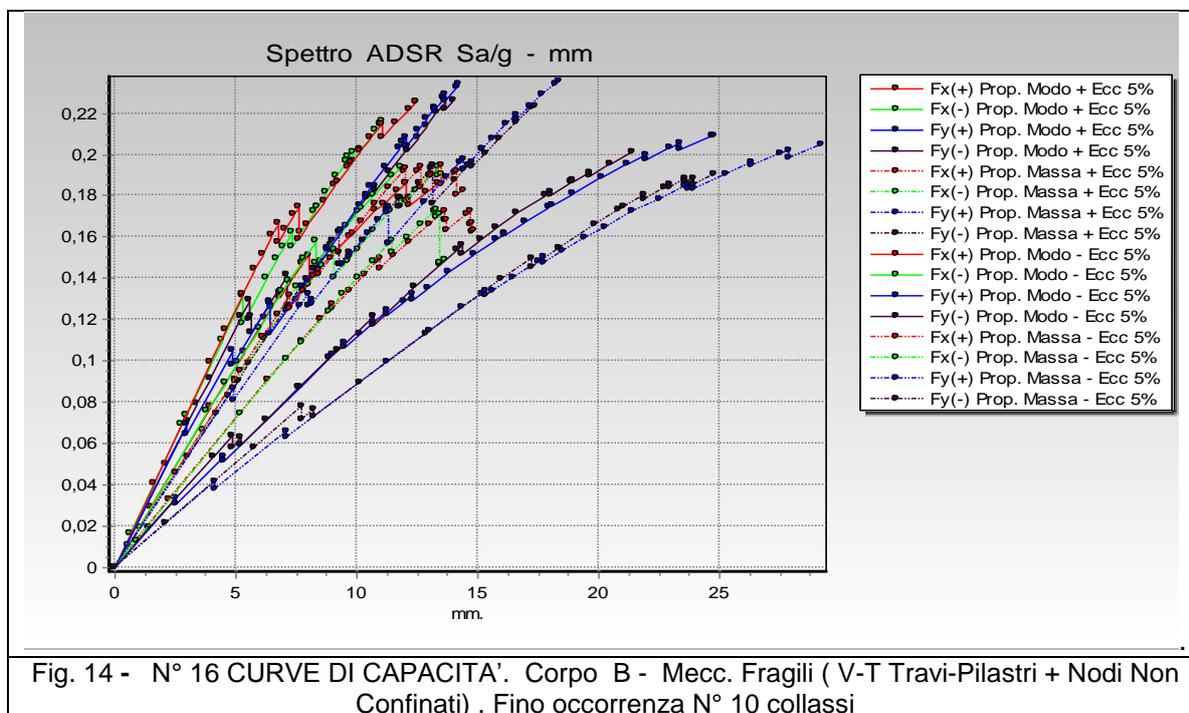
Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite (  $SLO_{81\%}$  ;  $SLD_{63\%}$  ,  $SLV_{10\%}$  ) , il fabbricato presenta valori delle accelerazioni di danno (capacità) sistematicamente inferiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione Y-Y che nella direzione X-X.

Nella esecuzione delle Analisi Statiche Non Lineari su Modello a plasticità concentrata si è proceduto con due distinte analisi di spinta, assumendo due comportamenti strutturali diversi per misurare le effettive vulnerabilità e risorse duttili presenti.

Una prima analisi è stata condotta su un modello 3D nel quale erano presenti ed attivabili meccanismi fragili di Taglio-Torsione su travi e pilastri e mecc. Fragili di nodo non confinato.

Una seconda ASNL è stata condotta sul modello 3D nel quale sono stati inibiti tutti i meccanismi fragili presenti e abilitati i soli meccanismi duttili delle cerniere plastiche di estremità delle aste. Nelle Fig. 14 – 15 sono riportate rispettivamente le curve di capacità ottenute nelle due distinte procedure

#### MODELLO CON MECCANISMI FRAGILI



Nella A.S.N.L. su modello con meccanismi fragili la Analisi Non Lineare è stata spinta fino alla occorrenza di N° 10 meccanismi per consentire di individuare una capacità di spostamento significativa e misurabile. Ciò perchè la occorrenza del 1° meccanismo, in alcune Pushover determinava la immediata interruzione degli steps di carico al primo passo di analisi.

## MODELLO CON SOLI MECC. DUTTILI

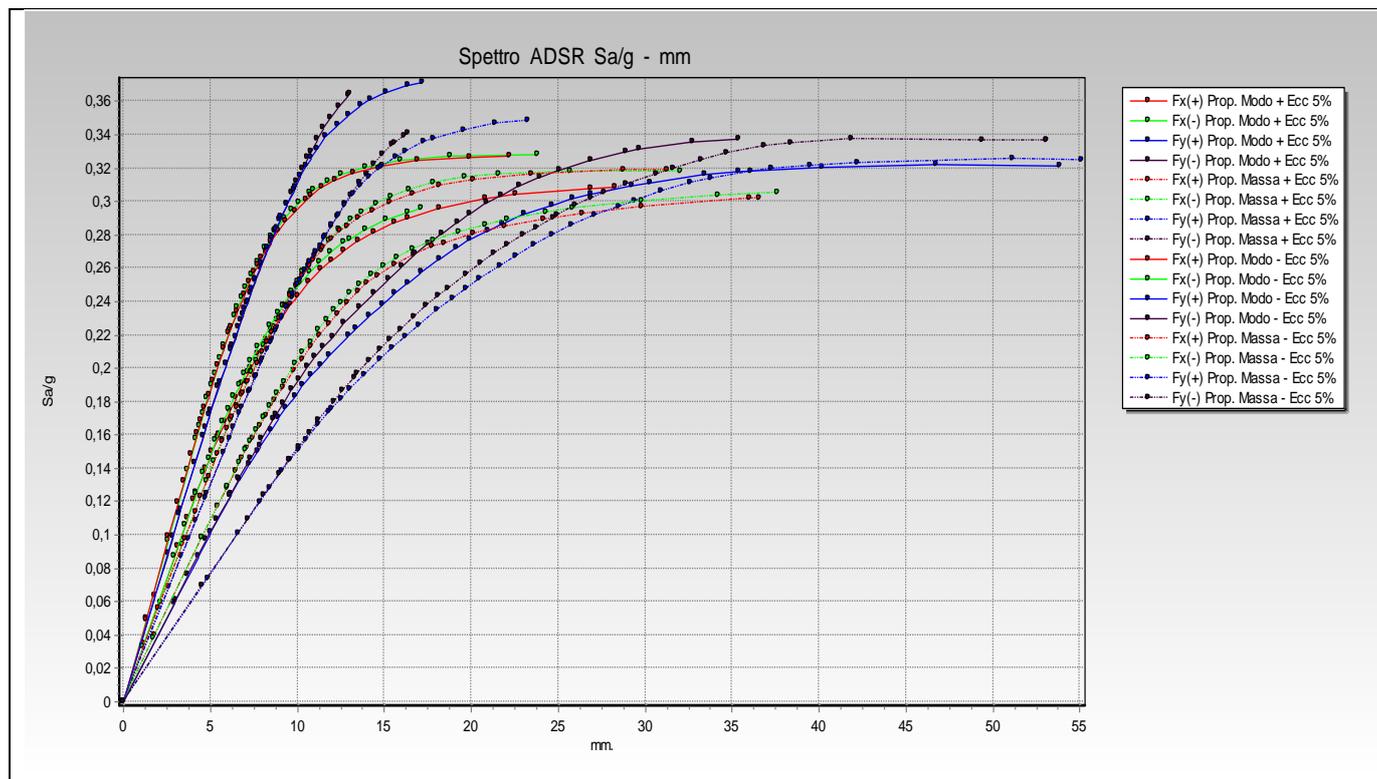


Fig. 15 - N° 16 CURVE DI CAPACITA' Corpo B - CURVE CAPACITA - Mecc. duttili Travi - Pilastrì

I risultati per le due procedure sono ampiamente descritti nelle Relazioni e TABULATI DI CALCOLO e ad essi si rimanda per gli opportuni approfondimenti.

In particolare si possono fare le seguenti osservazioni.

Procedura di analisi sul modello con meccanismi fragili di nodo non confinato+ V-T Travi-Pilastrì.

Nella analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati. Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Nella fig. 14 si riportano le curve di capacità ottenute su questo modello. Le curve di capacità ottenute nelle procedure di spinta incrementale nelle due direzioni principali X-X e Y-Y sono abbastanza simili e mostrano tutte una repentina interruzione con la occorrenza di discontinuità con ginocchi quando le curve si trovano ancora nel tratto iniziale ad andamento praticamente lineare. La crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di Taglio alla base e ridotte capacità di spostamento.

Procedura di analisi su modello con meccanismi duttili.

Nella procedura di analisi sul modello in cui sono inibiti i meccanismi fragili di nodo e quelli di Taglio-Torsione su Travi e Pilastrì e sono attivabili i solo i meccanismi duttili localizzati nelle cerniere plastiche alle estremità delle aste, si analizza la capacità strutturali, assumendo la ipotesi di aver realizzato interventi di rinforzo per Taglio-Torsione sulle aste e rinforzo dei nodi non confinati critici. I risultati di tale analisi sono riportati nella fig. N° 15 nella quale si osserva come il comportamento strutturale per tutte le curve di capacità sia decisamente migliorato, con significativo incremento sia

del valore del Taglio resistente alla base che delle capacità di spostamento misurate sul punto target di controllo.

La struttura presenta in questa seconda procedura una certa differenziazione di comportamento nelle due direzioni principali.

Con sisma nella direzione X-X i valori di Taglio alla base ottenuti risultano di poco inferiori rispetto a quelli ottenuti con sisma nella dir. Y-Y. Anche le capacità di spostamento risultano inferiori a quelle con sisma Y-Y, tranne per la PUSH N° 8 per la quale la repentina occorrenza di superamento delle capacità di rotazione alla corda di un'asta inclinata al Piano terra comporta una brusca interruzione della relativa curva di capacità. Con sisma con direzione Y-Y la struttura manifesta una superiore capacità dissipativa rispetto al comportamento con sisma nella direzione X-X. L' esame delle Tabelle e Grafici dell' Allegato TABULATI DI CALCOLO sopra richiamato, mette in luce quanto segue.

### 5.3.2.1 Analisi Su Modello Con Meccanismi Fragili (Nodi non confinati+ V-T Pilastri) .

In entrambe le direzioni principali X-X e Y-Y, i valori delle PGA di danno risultano sempre decisamente inferiori ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81% e gli Indici di rischio, ottenuti come rapporto tra la  $PGA_D$  ( domanda) ed il valore delle  $PGA_C$  (capacità della struttura) risultano significativamente inferiori all' unità.

I valori minimi di PGA che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento sono molto inferiori ai valori attesi  $PGA_D$  e si raggiungono in modo indifferenziato per tutte le analisi condotte. In particolare, le capacità di spost. della struttura risultano prossime allo zero a causa della occorrenza di meccanismi fragili di nodo.

**i) Nella direzione X-X**, assumendo a riferimento la PUSH n° 1, i valori degli spostamenti di danno risultano molto modesti a causa della occorrenza quasi immediata delle rotture per meccanismi fragili di Nodo al livello del Primo Solaio. Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL , fino alla occorrenza dei primi N° 10 meccanismi fragili risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 20,2$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 1,4$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 26,7$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 1,4$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 64,3$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 1,4$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 50,92 ton.**

**ii) Nella direzione Y-Y**, la struttura risulta avere un comportamento analogo e confrontabile con quello per sisma in dir. X-X. Assumendo la PUSH N° 3 di riferimento, le domande e le rispettive capacità di spostamento in corrispondenza dei diversi SL risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 24,46$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 2,3$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 31,7$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 2,3$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 76,0$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 2,3$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 66,0 ton.**

Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare ( determinato alla occorrenza del primo dei 10 mecc. di collasso fragile ammessi ) risulta essere pari a  $q_x = 1,0$  , inferiore rispetto al valore proposto in normativa per analisi lineare con verifica di resistenza dei meccanismi fragili  $q = 1,5$ . Si riporta nella Fig. 16 la curva di PUSHOVER N° 1 significativa del comportamento strutturale del modello 3D con presenza di meccanismi fragili e la repentina interruzione sul tratto di curva ad andamento praticamente lineare.

In questa procedura le A.S.N.L. sono state spinte fino alla occorrenza di N° 10 collassi per esaminare in dettaglio la successione dei diversi meccanismi fragili e individuarne la natura (Compressione-Trazione bielle cls Nodi non confinati e/o Taglio Torsione Pilastri).

La presenza dei numerosi ginocchi su tutte le curve di capacità indica la occorrenza dei diversi meccanismi fragili durante il processo di analisi di spinta.

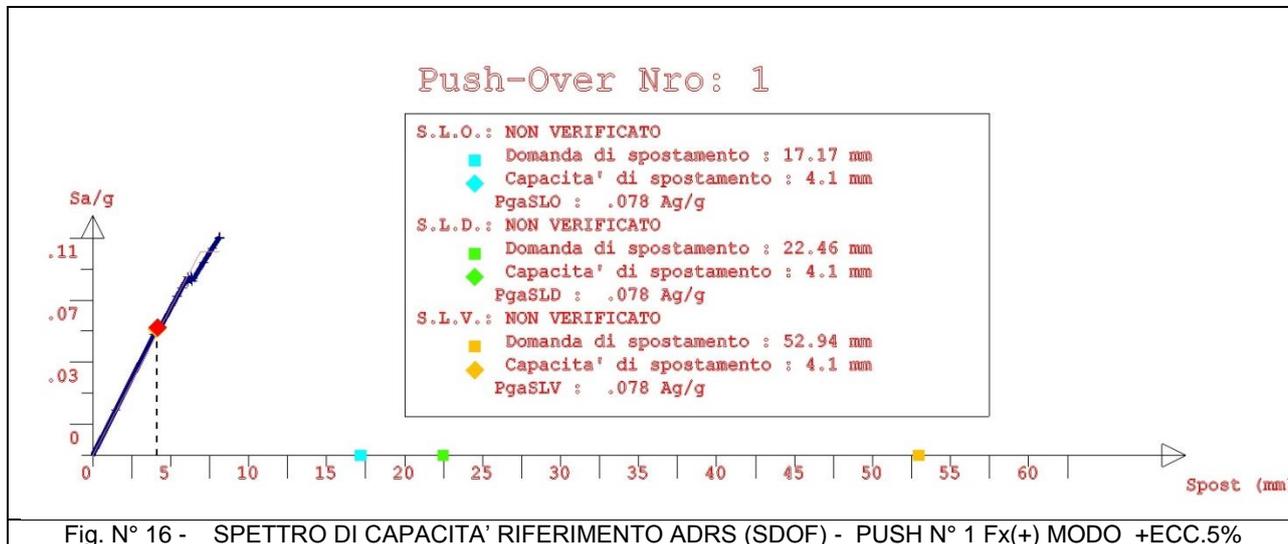


Fig. N° 16 - SPETTRO DI CAPACITA' RIFERIMENTO ADRS (SDOF) - PUSH N° 1 Fx(+) MODO +ECC.5%

Nella fig. 17 si riporta il modello 3D con la indicazione della mobilitazione dei meccanismi fragili di Trazione-compressione di nodi non confinati e nel quale si rileva a colore azzurro la mobilitazione di questi meccanismi in testa ai pilastri al 1° Livello. La crisi della struttura avviene quando essa si trova ancora in campo elastico. In definitiva, la comparsa di collassi fragili rende praticamente inutilizzabili le risorse di duttilità che la struttura potrebbe mobilitare mediante la plasticizzazione degli altri elementi, la quasi totalità dei quali si trovano ancora in campo elastico.

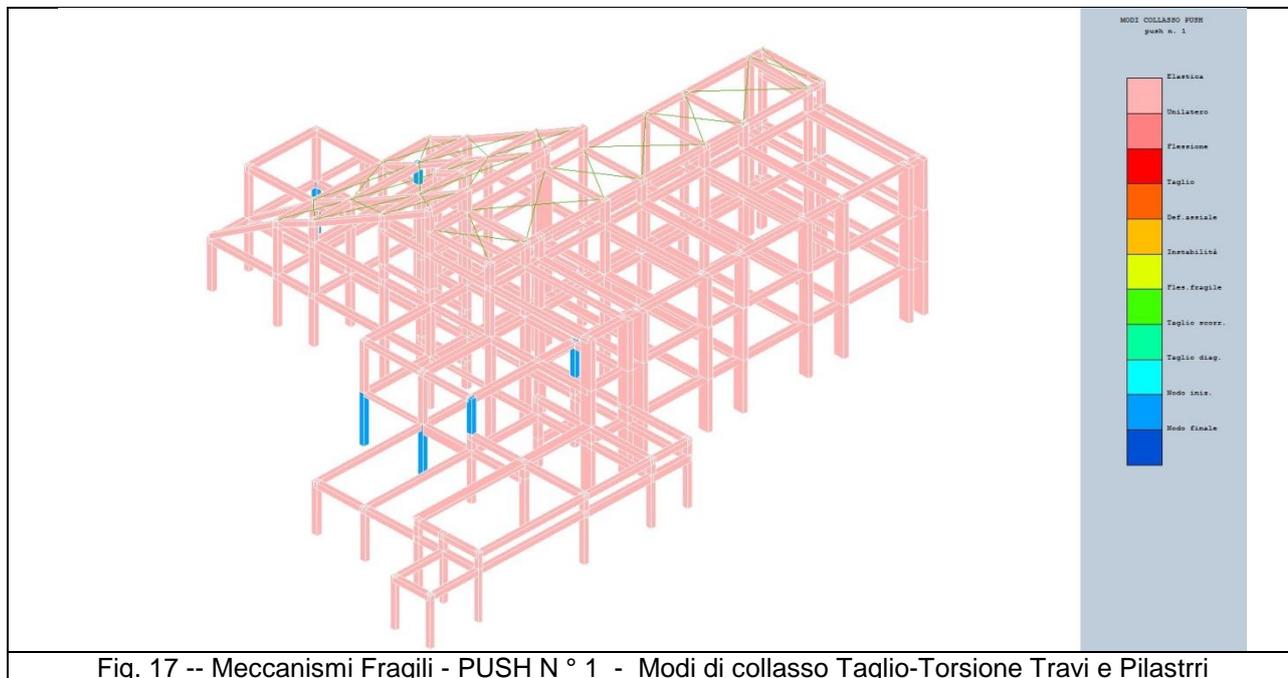


Fig. 17 -- Meccanismi Fragili - PUSH N° 1 - Modi di collasso Taglio-Torsione Travi e Pilastri

**5.3.2.2 Analisi Su Modello Con Meccanismi Duttili**

Nel modello con inibizione dei meccanismi fragili dei Nodi non confinati e mecc. fragili di V-T su travi e pil., si trova un certo miglioramento delle capacità strutturali, tranne che per la PUSH N°8. Considerando il comportamento descritto da tutte le altre curve di capacità si rileva infatti che la struttura dimostra di raggiungere, per tutte le rimanenti curve, valori di Indici di rischio Alfa compresi tra Alfa-min = 0,41 e Alfa-max = 0,76. Per SLV la struttura presenta ancora valori di indici di rischio modesti ma mostra di avere capacità dissipative non totalmente trascurabili. Nel caso di SLO e SLD si rileva una superiore capacità di spostamento della struttura che in diverse pushover si esprime con il superamento della completo adeguamento sismico ( $\text{Alfa}_{\text{SDO-SLD}} \geq 1$ )

**i) Nella direzione X-X**, i valori delle PGA di danno alle condizioni di SLV risultano inferiori rispetto ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%.

Per quanto riguarda i valori per SLO e SLD si rileva che gli Indici di rischio, ottenuti come rapporto tra la  $\text{PGA}_C$  (capacità della struttura) ed il valore delle  $\text{PGA}_D$  (domanda sismica, con probabilità di superamento del 63% e 81%), risultano essere in alcuni casi superiori all'unità evidenziando che, per sismi con direzione X-X una volta che si è provveduto ad eliminare tutti i meccanismi fragili dei nodi non confinati e i meccanismi fragili di taglio-Torsione nelle travi e Pilastrì e si è intervenuti aumentando le capacità duttili di alcune membrature si può considerare un completo recupero funzionale della struttura.

I valori minimi di  $\text{PGA}_C / \text{PGA}_D$  che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento si raggiungono nella PUSH N° 10 (X-X) Modo +5% ecc.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 10 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $\text{DD}_{\text{SLO}} = 18,4$  mm - Capacità di spostamento  $\text{DC}_{\text{SLO}} = 18,6$  mm;
- SLD - Domanda  $\text{DD}_{\text{SLD}} = 24,3$  mm - Capacità di spostamento  $\text{DC}_{\text{SLD}} = 18,6$  mm;
- SLV - Domanda  $\text{DD}_{\text{SLV}} = 60,6$  mm - Capacità di spostamento  $\text{DC}_{\text{SLV}} = 23,5$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 433,6 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a **D<sub>Y</sub> = 9 mm.**

**ii) Nella direzione Y-Y**, la struttura risulta manifestare una maggiore vulnerabilità. Come per la direzione X-X, i valori delle PGA di danno alle diverse condizioni di SL risultano in generale sempre superiori ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81% nel periodo  $V_r$ , tranne che per la PUSH N°15 per la quale si determina il valore dell'Indice di Rischio minimo allo SLV per la struttura..

I valori minimi di  $\text{PGA}_C / \text{PGA}_D$  che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento si raggiungono nella PUSH N° 8 (Y-Y) Massa -5% ecc.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 15 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $\text{DD}_{\text{SLO}} = 13,33$  mm - Capacità di spostamento  $\text{DC}_{\text{SLO}} = 13,6$  mm;
- SLD - Domanda  $\text{DD}_{\text{SLD}} = 17,5$  mm - Capacità di spostamento  $\text{DC}_{\text{SLD}} = 13,6$  mm;
- SLV - Domanda  $\text{DD}_{\text{SLV}} = 42,5$  mm - Capacità di spostamento  $\text{DC}_{\text{SLV}} = 16,4$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 568,8 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a  $D_V = 12 \text{ mm}$

Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare, con sisma nelle due direzione X-X e Y-Y risulta essere mediamente a  $q_{Push} = 1,8$ . Il valore risulta essere inferiore a quello proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi duttili con fattore di struttura ( $q_{max} = 3,0$ ) e risulta anche inferiore al valore piu cautelativo considerato nel calcolo ( $q_{duttile} = 2,76$ ).

Le capacità dissipative ipotizzate convenzionalmente in normativa risultano per questa struttura sovrastimate rispetto alle capacità effettivamente mobilitabili. Anche le capacità duttili della struttura, determinata come rapporto tra lo spostamento ultimo rispetto allo spostamento sul ginocchio di snervamento della Cura di capacità risulta essere modeste e mediamente pari a  $\mu = 2,1$  a dimostrazione di una ridotta capacità dissipativa della struttura ai sismi di progetto.

Nella fig. N° 18 si riporta una curva di capacità rappresentativa del comportamento della struttura con la mobilitazione dei soli meccanismi duttili per rotazione alla corda (PUSH N°8) e la inibizione dei meccanismi fragili.

In essa sono indicati con appositi simboli a colore i punti di corrispondenza delle  $PGA_C$  di capacità della struttura ed i corrispondenti valori di domanda  $PGA_D$  relativi alle tre condizioni di Stato Limite (SLO, SLD, SLV).

Nella analisi del modello con inibizione dei meccanismi fragili di nodo non confinato (meccanismi duttili) si rileva il deciso aumento delle capacità sia in termini di taglio alla base che di spostamento ultimo della struttura. Tale circostanza è riscontrabile in tutte le curve di capacità del modello nel quale sono interdette le attivazioni dei meccanismi fragili.

Nella Fig.19 si riportano i grafici di impegno plastico e meccanismi di collasso. I grafici sono emblematici dei guadagni in termini di capacità di spostamento e di Taglio alla base ottenuti a seguito della eliminazione dei meccanismi fragili citati.

Si mette in evidenza come al Piano terra e al P.Primo la quasi totalità delle Travi e dei Pilastrini risultino ancora prevalentemente in campo elastico senza concorrere alle capacità duttili globali della struttura.

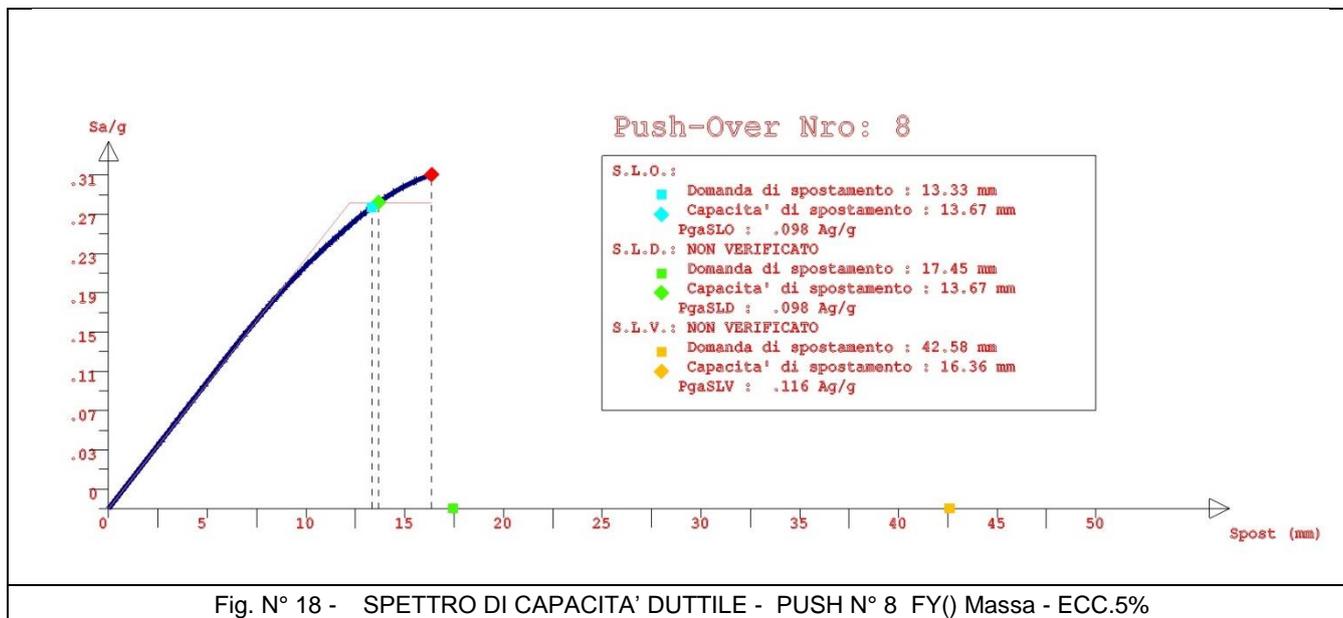


Fig. 19 - ANALISI MECCANISMI DUTTILI PUSH N° 8 FY(+)  
Massa- ecc.

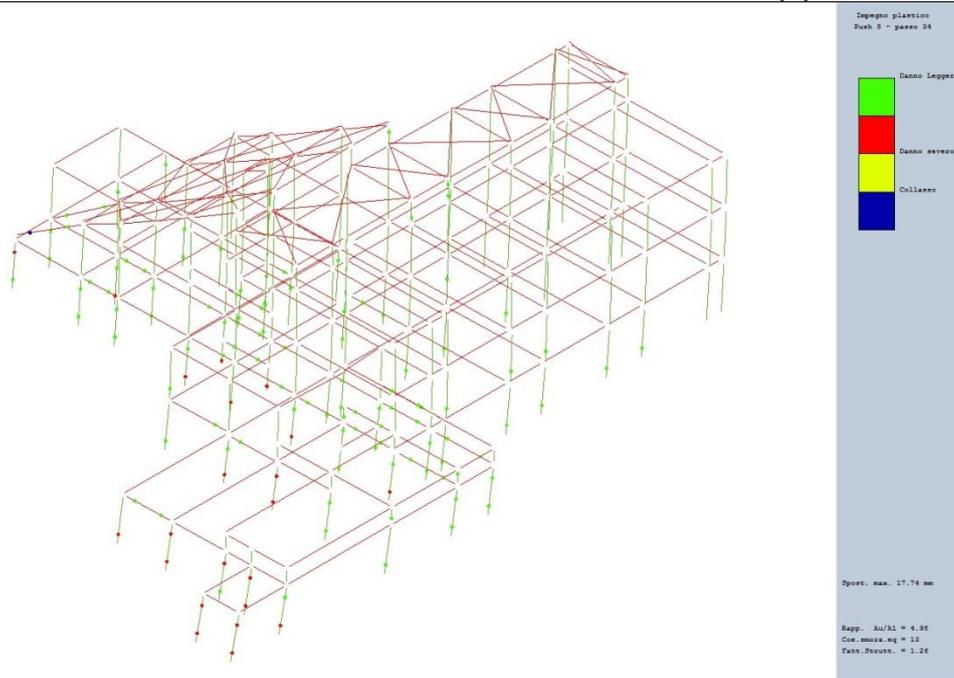


Fig. 19 - Impegno plastico cerniere di estremità Push n°8 Y-Y

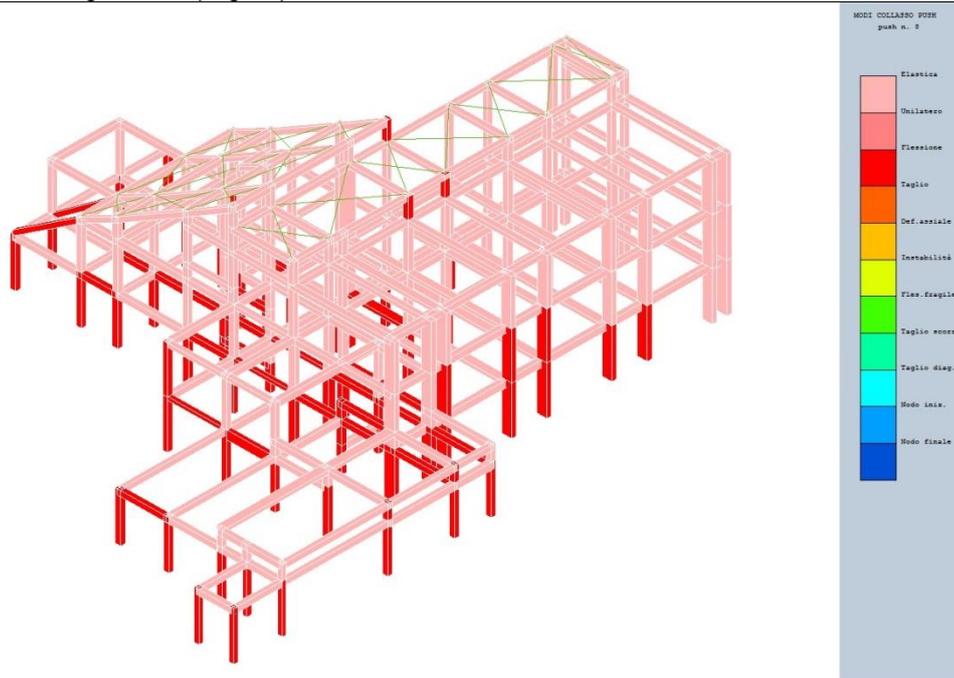


Fig. 20 - Modi di collasso aste in c.a. Push n° 8 Y-Y

**Fattori Di Struttura E Indici Di Rischio Ai Diversi Stati Limiti.**

I fattori di struttura calcolati con Analisi Statica Non Lineare risultano essere rispettivamente:

- Analisi con meccanismi fragili pari a  $q = 1,0$
- Analisi con meccanismi duttili pari a  $q = 1,8$

### B.1) VALORI DI PGA E INDICI DI RISCHIO FINALI

Per la determinazione degli Indici di Rischio ai diversi S.L. si assumono i valori ottenuti con A.S.N.L. su Modello a plasticità concentrata. Si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi Indici di Rischio ai diversi Stati Limiti nelle due condizioni di analisi.

#### B.1a) Valori di PGA e Indici di rischio Meccanismi Fragili Travi+Pil.+Nodi non conf. ( Modello a plast. Concentrata )

STATO LIMITE	CAPACITA'					DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	N°	Profilo F.O.	PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,078	0,117	2	1	FX(+) Modo+ecc	0,096	1.50	0,144	45	<b>0,812</b>
SLD	0,078	0,117	2	1	FX(+) Modo+ecc	0,123	1.50	0,185	75	<b>0,634</b>
SLV	0,078	0,998	2	1	FX(+) Modo+ecc	0,296	1.28	0,379	712	<b>0,263</b>

#### B.1b) Valori di PGA e Indici di rischio Meccanismi Duttili ( Modello a plast. Concentrata )

STATO LIMITE	CAPACITA'					DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	N°	Profilo F.O.	PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,078	0,117	22	3	FY(+) Modo+ecc	0,096	1.50	0,144	45	<b>0,812</b>
SLD	0,098	0,147	46	8	FY(-) Massa-ecc	0,123	1.50	0,185	75	<b>0,797</b>
SLV	0,116	0,148	66	8	FY(-) Massa-ecc	0,296	1.28	0,379	712	<b>0,392</b>

### B.2b) ANALISI DINAMICA NON LINEARE

#### ANALISI CON MODELLO A FIBRE A PLASTICITA' DIFFUSA E SOLUTORE OPENSEES

Non è stato possibile condurre Analisi Dinamiche Non Lineari adottando un modello a fibre a plasticità diffusa con solutore OPENSEES a causa della mancata convergenza per le 7 coppie di accelerogrammi adottati sul modello strutturale assunto. ( Presenza di Piani sismici inclinati che comportano problemi di modellazione numerica ).

Non è possibile pertanto condurre un test di validazione dei risultati ottenuti nella procedura di Analisi Statica Non Lineare con modello a plasticità concentrata .

<b>III-5.C</b>	<b>RISULTATI ANALISI STRUTTURA</b>
----------------	------------------------------------

**- CORPO C**

- Modello 3D a Piano rigido

Per il Corpo C Aule si riportano i Dati generali della Struttura nella Tabella che segue.

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	8,40	Altezza edificio (m)	7,10
Massima dimens. dir. Y (m)	20,10	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	13,62413	Latitudine Nord (Grd)	42,00986
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	SI	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	45,00
Accelerazione Ag/g	0,10	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,34	Fv	0,98
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,45	Periodo TD (sec.)	1,99
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,12	Periodo T'c (sec.)	0,29
Fo	2,32	Fv	1,10
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,46	Periodo TD (sec.)	2,09
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,30	Periodo T'c (sec.)	0,35
Fo	2,38	Fv	1,75
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,28	Periodo TB (sec.)	0,17
Periodo TC (sec.)	0,52	Periodo TD (sec.)	2,79
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 1			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	2,76		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 2			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	2,76		
PARAMETRI DI CALCOLO SLITTE ISOLATORI SISMICI			
Ripartiz. P/Delta Testa:	0,50	Ripartiz. P/Delta Piede :	0,50
Coeff. di Attrito :	0,01		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fundament.:	1,30
Livello conoscenza	LC3		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

### C.5.1 – ANALISI LINEARE STATICA PER SOLI CARICHI VERTICALI

Si effettua una verifica della struttura nelle condizioni attuali secondo le procedure delle N.T.C. 2008 per soli carichi gravitazionali. si ottengono i risultati riportati nelle immagini che seguono nelle quali a **colore rosso** sono indicate le aste che non verificano la condizione  $D/C < 1$  mentre a colore verde sono riportate le membrature che verificano la condizione  $D/C < 1$ .

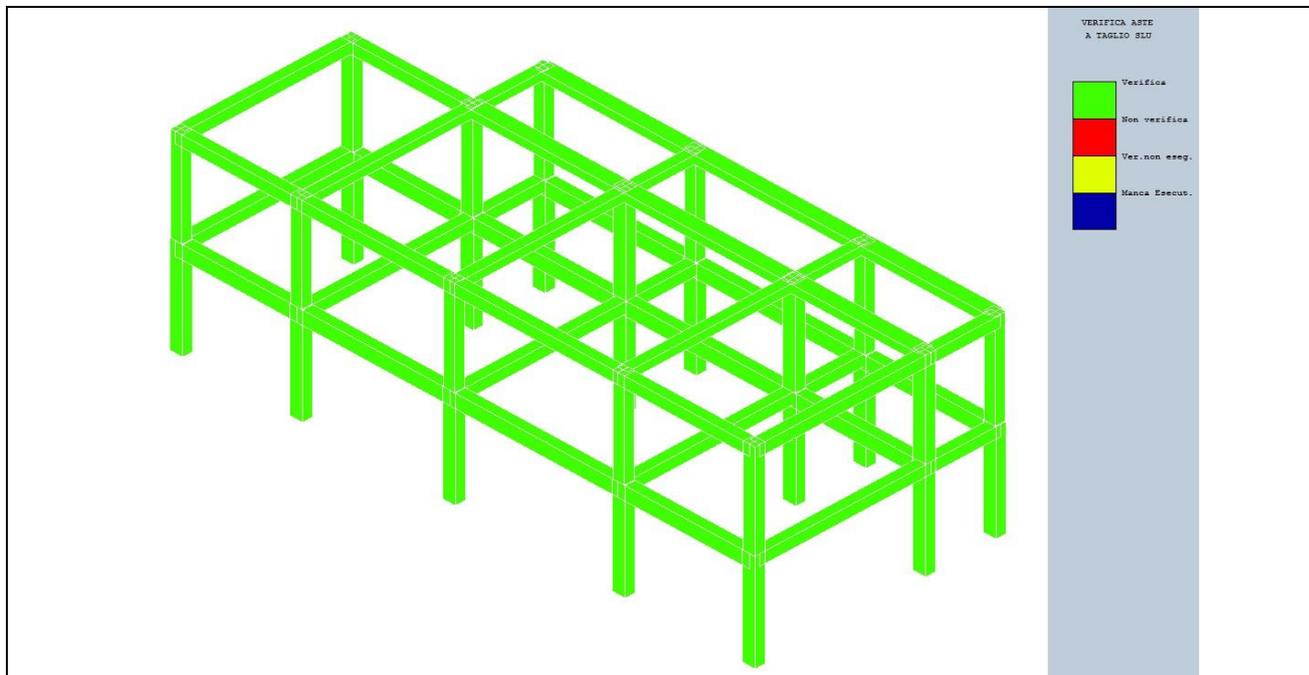


Fig. 5 - VERIFICHE STRUTTURA PER SOLI CARICHI VERTICALI – VERIFICHE SLU A TAGLIO

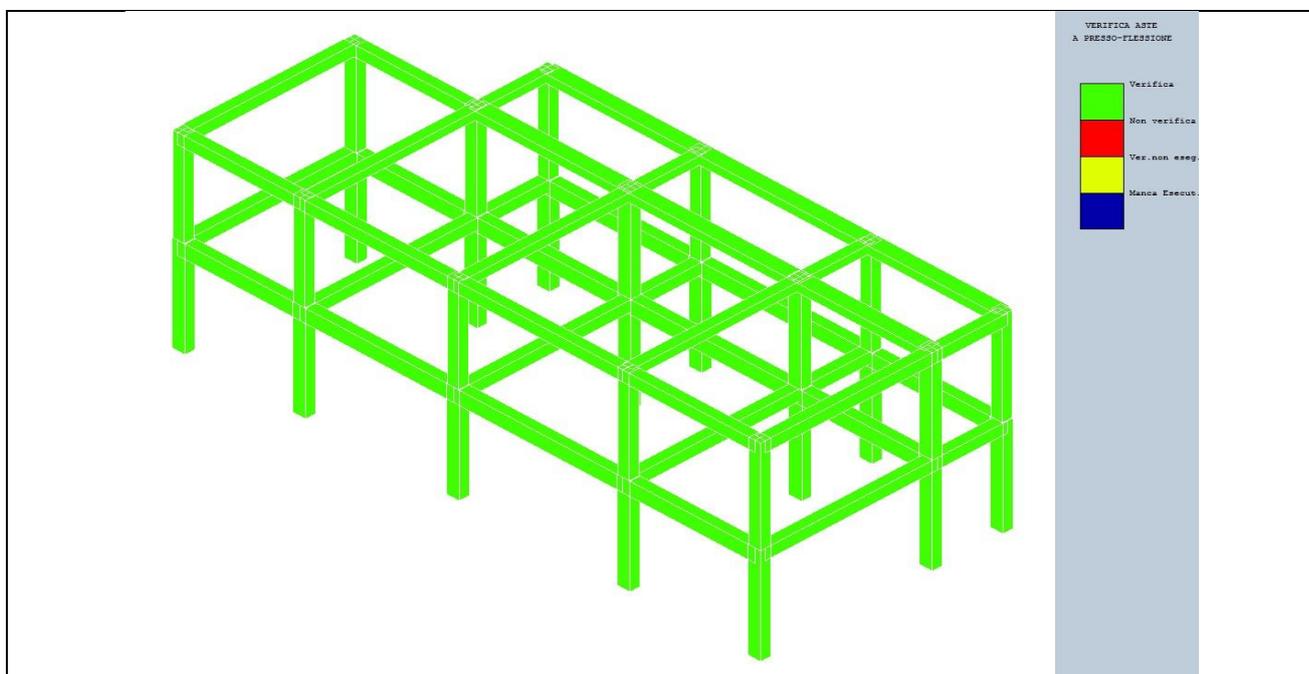


Fig. 6 – VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

### LA STRUTTURA VERIFICA LA CONDIZIONE $D/C < 1$ PER CARICHI VERTICALI

## MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA

### C.5.2 - ANALISI DINAMICA LINEARE.

#### 5.2.1 – Preliminare dinamica modale.

La analisi dinamica modale è condotta fino alla definizione dei parametri dinamici relativi al 6° modo di vibrare nel caso di edifici a due piani ( 2 piani x 3 gradi di libertà con piano infinitamente rigido). Nella parte preliminare della relazione TABULATI DI CALCOLO, sono riportate le diverse Tabelle di sintesi della elaborazione ed i grafici che descrivono i risultati di calcolo ottenuti. Ad esse si rimanda per ogni ulteriore delucidazione.

In dettaglio, si sono rilevate le seguenti caratteristiche dinamiche.

La struttura di tre piani fuori terra, si presenta irregolare in pianta ed in elevazione. La distribuzione di carico sui piani risulta di tipo prevalente superficiale in pianta. Il Baricentro Masse presente ai tre livelli si discosta con una certa eccentricità rispetto alla posizione del Baricentro Rigidezze.

#### BARICENTRI MASSE – RIGIDENZE DI PIANO

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE														
IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FleX (kN*m)	Rig.FleY (kN*m)	RigTors. (kN*m)	r / Is /RigFle
1	3,60	2366,50	4,26	9,97	4,66	9,36	0,40	-0,61	20,10	8,40	10517	17908	722215	1,01
2	7,10	1171,70	4,17	9,90	4,51	8,96	0,34	-0,94	20,10	8,40	5519	7958	374159	1,09

Risulta in parte soddisfatta la condizione di adeguata rigidezza Torsionale, come rapp. tra il raggio torsionale ( min.  $r_x, r_y$  ) della struttura ed il raggio di inerzia polare delle masse ( art. 7.4.3.1 NTC 2008).

- 1° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 1,01 > 0,80$
- 2° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 1,09 > 0,80$
- 3° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 0,90 > 0,80$

Risulta totalmente soddisfatta la condizione di ridotto valore del rapp. Teta =  $P/\Delta < 0,1$  e si ritiene di poter definire per la azione sismica un fatt. di incremento pari a 1,00

Dall' esame della TABELLA MODI DI VIBRARE STRUTTURA, si trova che il primo modo di vibrare, è di tipo roto-traslazionale prevalentemente secondo X-X, con un periodo proprio di circa  **$T_1=0,46$  sec.**; il secondo modo di vibrare avviene con componente prevalentemente rotazionale e con periodo proprio di circa  **$T_2= 0,39$  sec.**, mentre il terzo modo di vibrare è del tipo prevalentemente traslazionale secondo Y-Y e con periodo  **$T_3= 0,35$  sec.**. Infine, il 4° modo di vibrare avviene con componente roto-traslazionale inversa e con periodo  **$T_4= 0,17$  sec.**

Nelle Tabelle FATTORI DI PARTECIPAZIONE E FORZE DI PIANO sono riportati, per le due direzioni principali e per ciascun modo di vibrare, i valori dei coeff. di partecipazione modale ed i valori delle masse modali efficaci associate a ciascun modo.

**Con sisma in direzione 0° X-X** si presentano i seguenti modi di vibrare con rispettive percent. di massa eccitata:

- 1° modo ( traslazionale.) -  $M_{ecc1X-X} = 80,7 \%$  della massa totale;

- 2° modo (rotazionale) -  $M_{ecc2X-X} = 8,6 \%$  della massa totale;

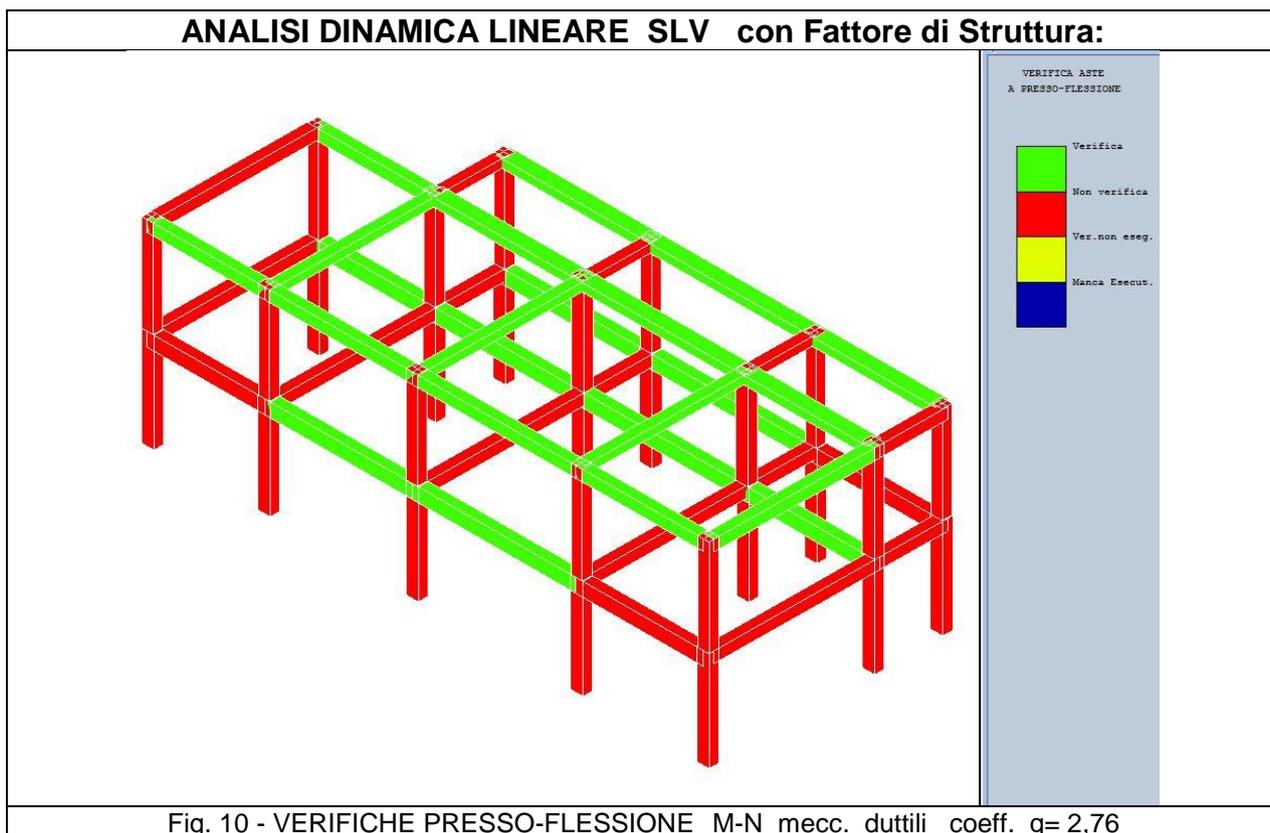
Con sisma in direzione 90° Y-Y si presentano i seguenti valori di massa eccitata per i diversi modi di vibrare:

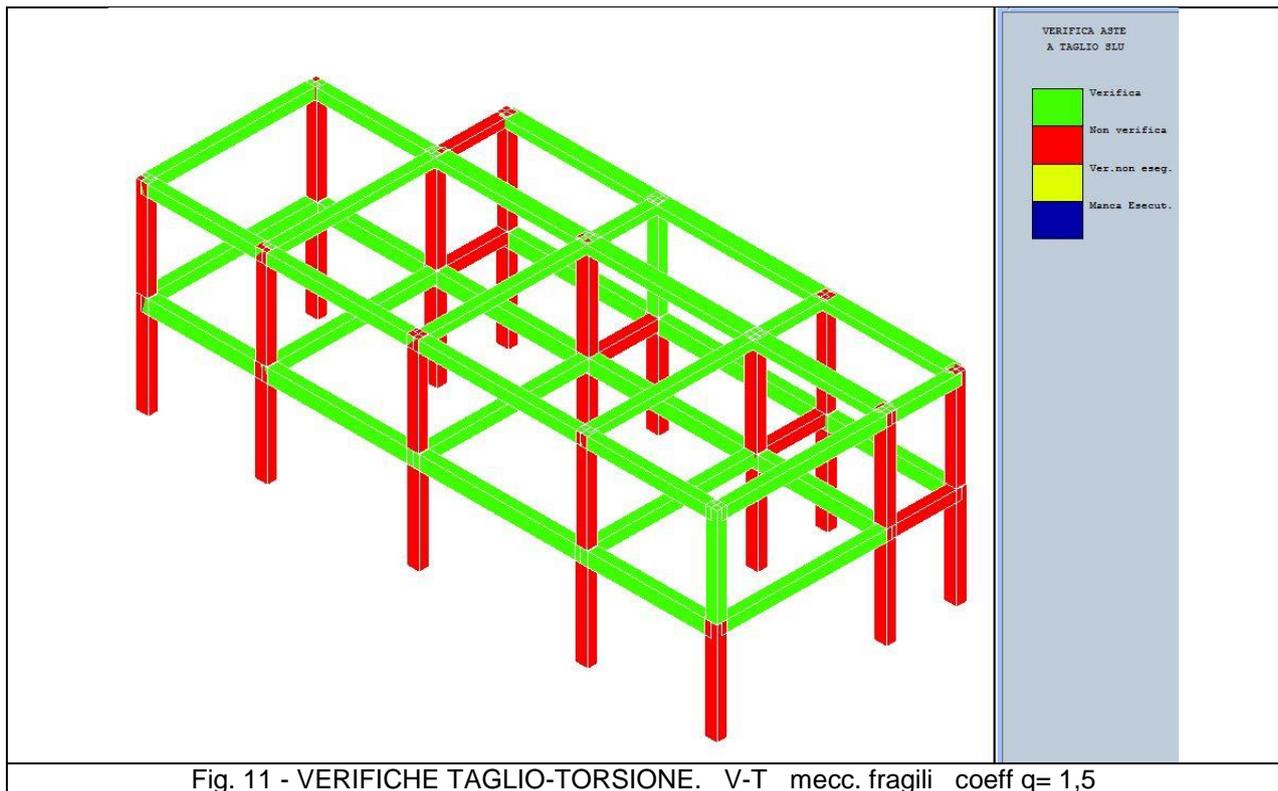
- 3° modo (traslazionale) -  $M_{ecc3Y-Y} = 80,8 \%$  della massa totale;
- 6° modo (rotazionale) -  $M_{ecc6Y-Y} = 10,7 \%$  della massa totale;
- 

La struttura ha un comportamento prevalentemente traslazionale con incidenza non rilevante di modi rotazionali sia in direzione X-X che in direzione Y-Y. I valori di periodi di vibrazione dei primi modi sono prossimi alla soglia di  $T_c = 0,52$  sec. dello Spettro Elastico di riferimento (SLV). La struttura risulta rispettare completamente i requisiti di applicazione di cui all' art. 7.3.4 delle N.T.C. 2008 e può sostanzialmente considerarsi soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare.

**C.5.2.2 - Analisi dinamica lineare con fattore di struttura q**

Per una indagine preliminare sul comportamento della struttura si conducono Analisi Dinamiche Lineari Nodali per solo condizione SLV su modello 3D con Modulo elastico ridotto: Si assumono per meccanismi duttili e fragili i seguenti valori dei coeff. di struttura: **Mecc. Fragili :  $q = 1,5$  - Meccanismi Duttili :  $q = 2,76$**





Risulta una diffusa vulnerabilità sismica con A.D.L. sia nei confronti dei meccanismi fragili che nei confronti dei meccanismi duttili. Prevalentemente per Pilastri del Primo e Secondo ordine, con numerose aste con rapp.  $D/C > 1$ .

### C.5.3 – ANALISI NON LINEARE STATICA - Pushover.

#### 5.3.1 Procedura di ASNL

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi e le considerazioni relative. Queste analisi sono raccolte e organizzate nelle Tabelle e grafici che compongono la parte seconda della relazione **TABULATI DI CALCOLO** Cap. ANALISI STATICA NON LINEARE, della struttura esaminata ed a queste si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.

Come richiamato in precedenza, la struttura a pianta rettangolare risulta simmetrica nelle due direzioni principali, con distribuzioni di carico in pianta ed in elevazione regolare e di superficie, con baricentro masse con eccentricità modeste rispetto al baricentro delle rigidezze di piano.

La struttura ha un comportamento traslazionale nelle due direzioni principali ( direzione X-X e direzione Y-Y). I periodi di vibrazione dei primi modi risultano inferiori alla soglia di  $T_c = 0,52$  sec. dello Spettro Elastico di riferimento ( SLV ). La struttura risulta rispettare i requisiti di applicazione di cui all' art. 7.3.4 delle N.T.C. 2008 e risulta soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare .

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite (  $SLO_{81\%}$  ;  $SLD_{63\%}$  ,  $SLV_{10\%}$  ) , il fabbricato presenta valori delle accelerazioni di danno (capacità) sistematicamente inferiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione Y-Y che nella direzione X-X.

Nella esecuzione delle Analisi Statiche Non Lineari su Modello a plasticità concentrata si è proceduto con due distinte analisi di spinta, assumendo due comportamenti strutturali diversi per misurare le effettive vulnerabilità e risorse duttili presenti.

Una prima analisi è stata condotta su un modello 3D nel quale erano presenti ed attivabili meccanismi fragili di Taglio-Torsione su travi e pilastri e mecc. Fragili di nodo non confinato.

Una seconda ASNL è stata condotta sul modello 3D nel quale sono stati inibiti tutti i meccanismi fragili presenti e abilitati i soli meccanismi duttili delle cerniere plastiche di estremità delle aste.

Nelle Fig. 14 – 15 sono riportate rispettivamente le curve di capacità ottenute nelle due distinte procedure

MODELLO CON MECCANISMI FRAGILI

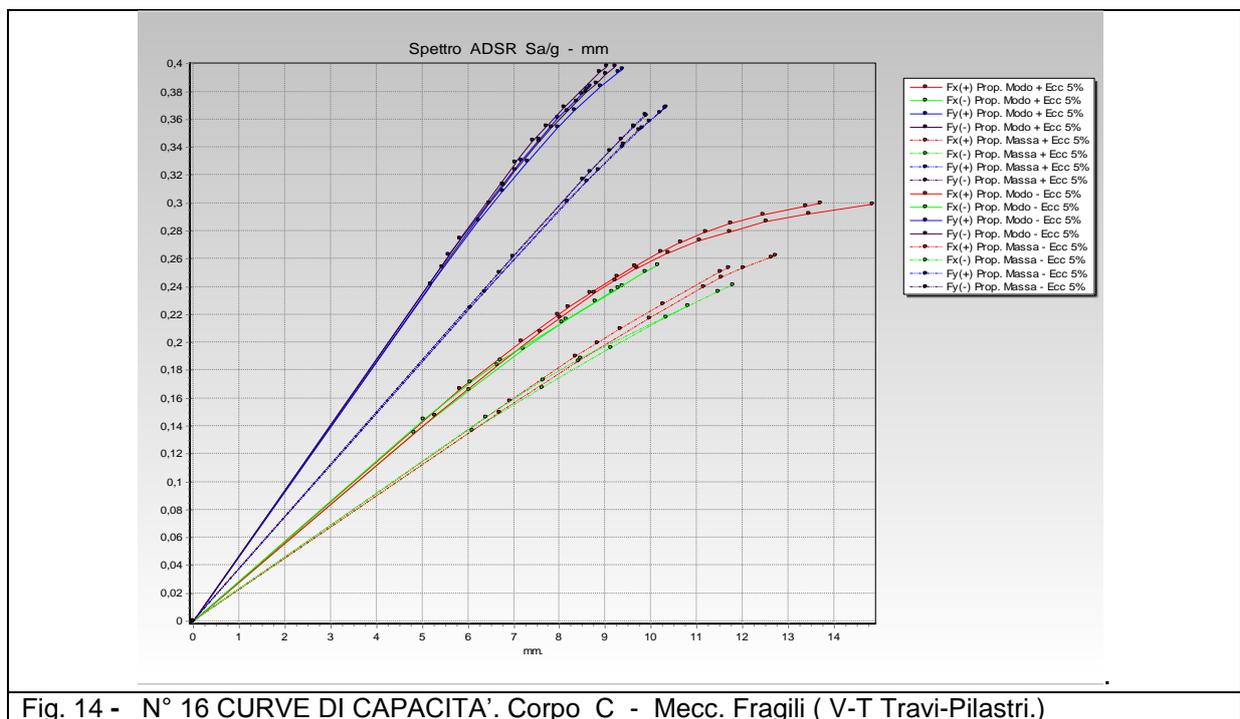


Fig. 14 - N° 16 CURVE DI CAPACITA'. Corpo C - Mecc. Fragili ( V-T Travi-Pilastri.)

Nella A.S.N.L. su modello con meccanismi fragili la Analisi Non Lineare è stata spinta fino alla occorrenza di N° 10 meccanismi per consentire di individuare una capacità di spostamento significativa e misurabile. Ciò perchè la occorrenza del 1° meccanismo, in alcune Pushover determinava la immediata interruzione degli steps di carico al primo passo di analisi.

MODELLO CON SOLI MECC. DUTTILI

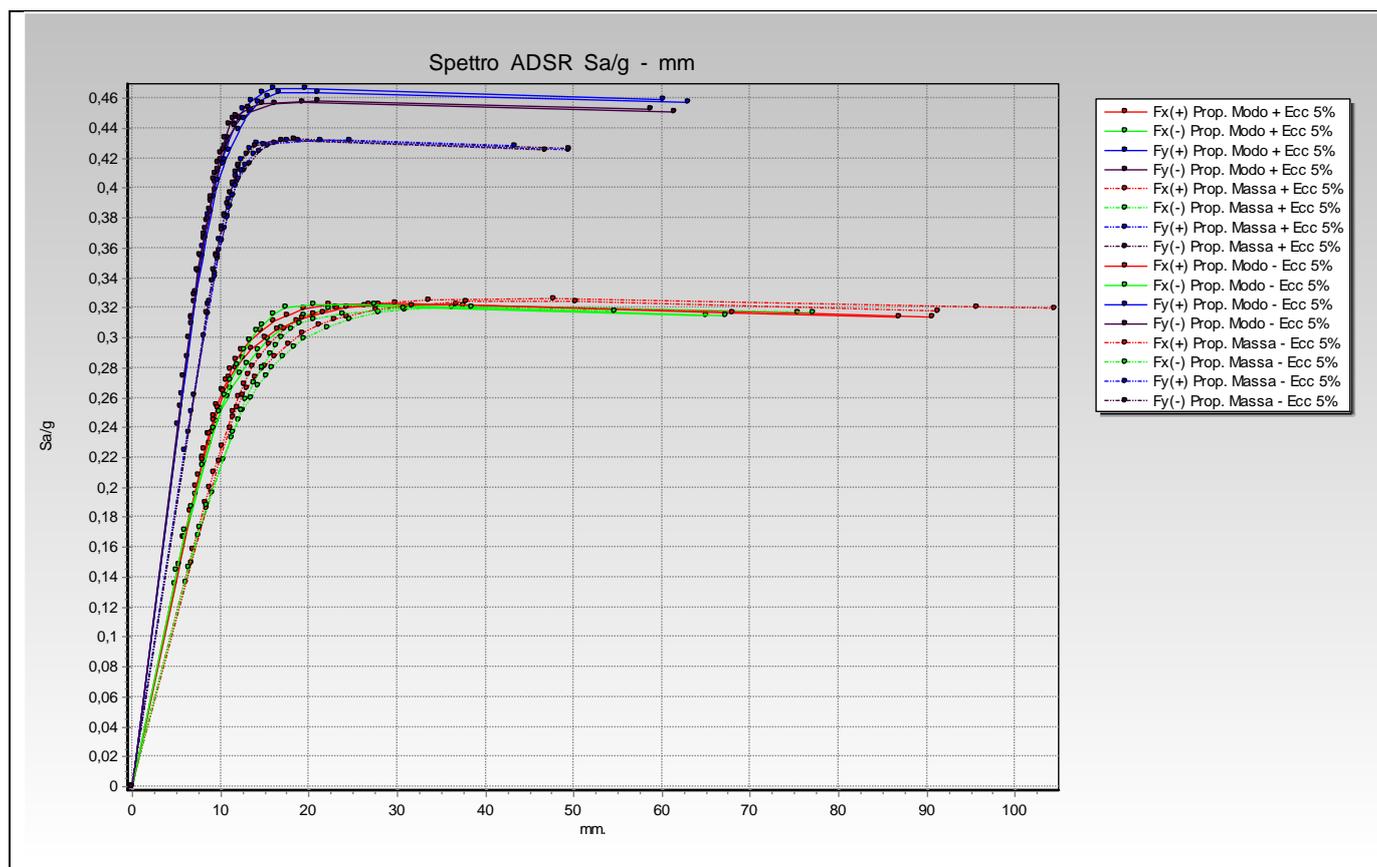


Fig. 15 - N° 16 CURVE DI CAPACITA' Corpo B - CURVE CAPACITA - Mecc. duttili Travi - Pilastrri

I risultati per le due procedure sono ampiamente descritti nelle Relazioni e TABULATI DI CALCOLO e ad essi si rimanda per gli opportuni approfondimenti.

In particolare si possono fare le seguenti osservazioni.

Procedura di analisi sul modello con meccanismi fragili di nodo non confinato+ V-T Travi-Pilastrri.

Analogamente a tutte le analisi condotte sui diversi corpi di fabbrica, nella analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati. Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Nella fig. 14 si riportano le curve di capacità ottenute su questo modello. Le curve di capacità ottenute nelle procedure di spinta incrementale nelle due direzioni principali X-X e Y-Y sono leggermente differenziate, con una maggiore capacità di spostamento sulle curve determinate con sismi nella direzione X-X mentre nelle curve con sismi in direzione Y-Y prevale un maggiore valore del taglio alla base rispetto alle curve ottenute in direzione -X.

In entrambe le curve si presenta una repentina interruzione con la occorrenza di discontinuità con ginocchi quando le curve si trovano ancora nel tratto iniziale ad andamento praticamente lineare. La crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di Taglio alla base e ridotte capacità di spostamento.

Procedura di analisi su modello con meccanismi duttili.

Nella procedura di analisi sul modello in cui sono inibiti i meccanismi fragili di nodo e quelli di Taglio-Torsione su Travi e Pilastri e sono attivabili i solo i meccanismi duttili localizzati nelle cerniere plastiche alle estremità delle aste, si analizza la capacità strutturali, assumendo la ipotesi di aver realizzato interventi di rinforzo per Taglio-Torsione sulle aste e rinforzo dei nodi non confinati critici. I risultati di tale analisi sono riportati nella fig. N° 15 nella quale si osserva come il comportamento strutturale per tutte le curve di capacità sia decisamente migliorato, con significativo incremento sia del valore del Taglio resistente alla base che delle capacità di spostamento misurate sul punto target di controllo.

La struttura presenta in questa seconda procedura una certa differenziazione di comportamento nelle due direzioni principali.

Con sisma nella direzione X-X i valori di Taglio alla base ottenuti risultano inferiori rispetto a quelli ottenuti con sisma nella dir. Y-Y. Le capacità di spostamento con sismi in direzione X-X risultano leggermente superiori a quelle con sisma Y-Y. L' esame delle Tabelle e Grafici dell' Allegato TABULATI DI CALCOLO sopra richiamato, mette in luce quanto segue.

**5.3.2.1 Analisi Su Modello Con Meccanismi Fragili (Nodi non confinati+ V-T Pilastri) .**

**In entrambe le direzioni principali X-X e Y-Y**, i valori delle PGA di danno risultano sempre inferiori ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81% e gli Indici di rischio, ottenuti come rapporto tra la  $PGA_D$  ( domanda) ed il valore delle  $PGA_C$  (capacità della struttura) risultano significativamente inferiori all' unità nel caso di SLV mentre per i due SLD e SLO le condizioni sono decisamente meno penalizzanti, con valori superiori e prossimi in alcuni casi al completo adeguamento sismico.

I valori minimi di PGA che portano al raggiungimento dello Stato Limite di Vita di riferimento sono molto inferiori ai valori attesi  $PGA_D$  e si raggiungono in modo indifferenziato per tutte le analisi condotte. In particolare, le capacità di spost. della struttura risultano molto ridotte a causa della occorrenza di meccanismi fragili di nodo nei primi steps di carico.

**i) Nella direzione X-X**, asumendo a riferimento la PUSH N° 1, i valori degli spostamenti di danno risultano molto modesti a causa della occorrenza quasi immediata delle rotture per meccanismi fragili di Nodo al livello del Primo Solaio. Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL, fino alla occorrenza del primo dei N° 10 meccanismi fragili risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 16,9$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 5,7$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 22,2$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 5,7$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 54,4$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 5,7$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 54,1 ton.**

**ii) Nella direzione Y-Y**, la struttura risulta avere un comportamento analogo e confrontabile con quello per sisma in dir. X-X. Assumendo la PUSH N° 3 di riferimento, le domande e le rispettive capacità di spostamento in corrispondenza dei diversi SL risultano essere rispettivamente:

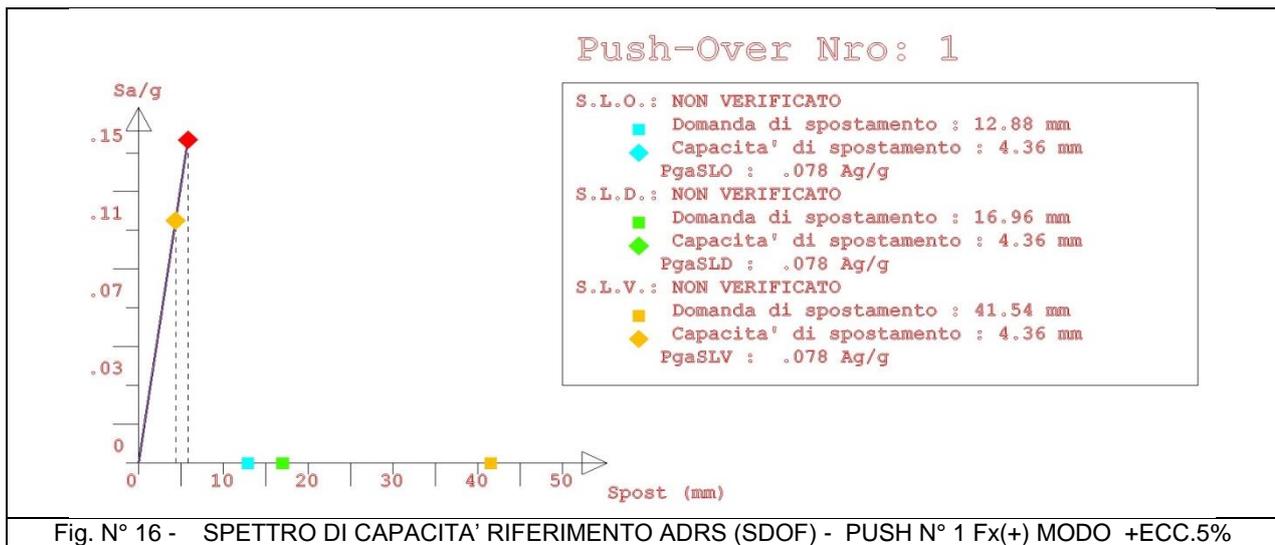
- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 10,6$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 5,5$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 14,6$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 5,5$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 39,4$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 5,5$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 83,8 ton.**

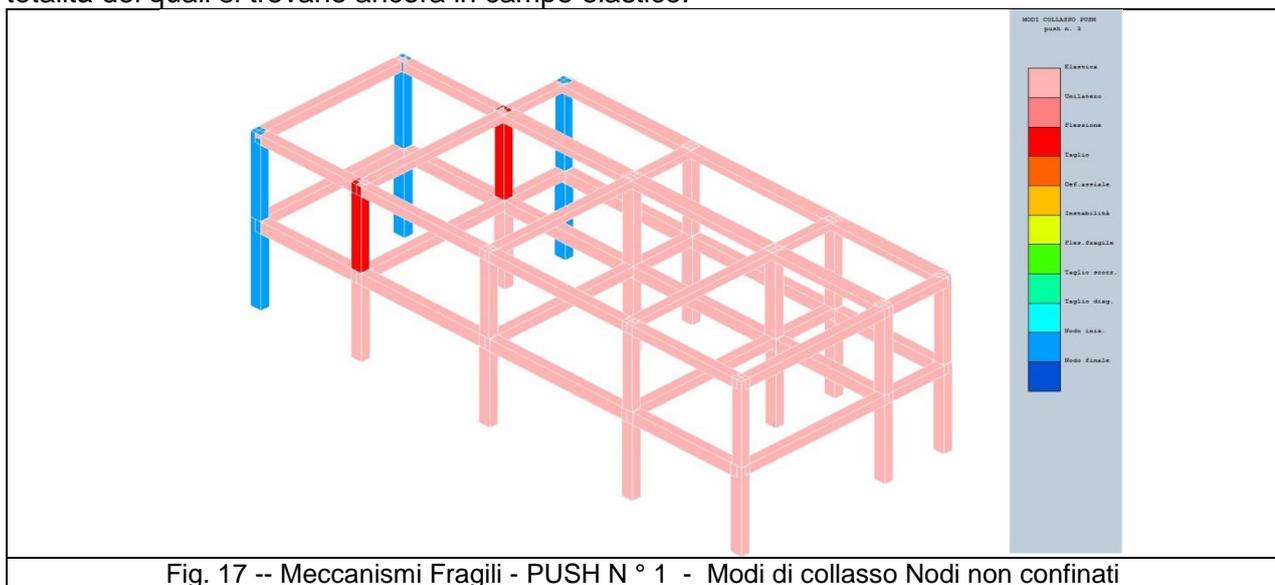
Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare ( determinato alla occorrenza del primi 10 mecc. di collasso fragile ) risulta essere pari a  $q_x = 1,0$  , inferiore rispetto al valore proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi fragili  $q = 1,5$  per la occorrenza del primo mecc. Fragile. Si riporta nella Fig. 16 la curva di PUSH-OVER N° 1 significativa del comportamento strutturale del modello 3D con presenza di meccanismi fragili e la repentina interruzione sul tratto di curva ad andamento praticamente lineare.

In questa procedura le A.S.N.L. sono state spinte fino alla occorrenza di N° 10 collassi per esaminare in dettaglio la successione dei diversi meccanismi fragili e individuarne la natura (Compressione-Trazione bielle cls Nodi non confinati e/o Taglio Torsione Pilastri).

La presenza dei numerosi ginocchi su tutte le curve di capacità indica la occorrenza dei diversi meccanismi fragili durante il processo di analisi di spinta.



Nella fig. 17 si riporta il modello 3D con la indicazione della mobilitazione dei meccanismi fragili di taglio-Torsione e nel quale si rileva a colore arancio la mobilitazione dei meccanismi fragili di V-T nelle Travi e Pilastri al 1° Livello. La crisi della struttura avviene quando essa si trova ancora in campo elastico. In definitiva, la comparsa di collassi fragili rende praticamente inutilizzabili le risorse di duttilità che la struttura potrebbe mobilitare mediante la plasticizzazione degli altri elementi, la quasi totalità dei quali si trovano ancora in campo elastico.



### 5.3.2.2 Analisi Su Modello Con Meccanismi Duttile

Nel modello con inibizione dei meccanismi fragili dei Nodi non confinati e mecc. fragili di V-T su travi e pil., si trova un deciso miglioramento delle capacità strutturali per sismi in entrambe le direzioni principali. In questo caso infatti la struttura dimostra di raggiungere, in quasi tutte le N° 16 curve di spinta e per ciascuno degli stati limiti fissati, valori superiori degli indici di rischio. In alcuni casi raggiungere valori di  $I_r > 1,0$  per le condizioni di SLV e di SLE ( SLO e SOD ). **Per SLV e SLD ed SLO la struttura presenta valori di indici di rischio non trascurabili**, evidenziando in questo modo una sensibile capacità dissipativa nelle condizioni di sismi più severi ( SLV ) ed una ridotta deformabilità per sismi modesti, con la possibilità di contenere il danno degli elementi non strutturali entro limiti di normativa e modesta entità.

**i) Nella direzione X-X**, i valori delle PGA di danno alle diverse condizioni di SL risultano quasi sempre superiori rispetto ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81%.

In particolare si rileva che, per SLV gli Indici di rischio, ottenuti come rapporto tra la  $PGA_C$  ( capacità della struttura ) ed il valore delle  $PGA_D$  ( domanda sismica), risultano essere superiori all'unità evidenziando che, per sismi con direzione X-X la condizione di salvaguardia della vita è garantita una volta che si è provveduto ad eliminare tutti i meccanismi fragili dei nodi non confinati e i meccanismi fragili di taglio-Torsione nelle travi e Pilastri.

I valori minimi di  $PGA_C/PGA_D$  che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento si raggiungono nella PUSH N° 14 (X-X) Massa +5% ecc.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 19 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 15,3$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 17,9$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 19,8$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 20,9$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 46,8$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 43,5$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 113,2 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a  **$D_y = 14$  mm.**

**ii) Nella direzione Y-Y, la struttura risulta completamente adeguata** con indici di rischio per ciascuna Push  $Alfay-y > 1$ . Come per la direzione X-X, i valori delle PGA di danno alle diverse condizioni di SL risultano in generale sempre superiori ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81% nel periodo  $V_r$ ,

I valori minimi di  $PGA_C/PGA_D$  che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento si raggiungono nella PUSH N° 7 (Y-Y) Massa -5% ecc.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 15 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 9,1$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SL} = 15,3$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 11,5$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 17,5$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 31,6$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 37,8$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 152,8 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a **D<sub>y</sub> = 11 mm.**

Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare, con sisma nelle due direzione X-X e Y-Y risulta essere mediamente a **q<sub>Push</sub> = 4,2** . Il valore è superiore a quello proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi duttili con fattore di struttura ( q = 3,0 ) e risulta anche superiore al valore piu cautelativo considerato nel calcolo e determinato secondo le Linee Guida della regione lazio ( **q<sub>duttili</sub> = 2,76** ).

Le capacità dissipative ipotizzate convenzionalmente in normativa risultano per questa struttura sottostimate rispetto alle capacità effettivamente mobilitabili. Anche le capacità duttili della struttura, , determinata come rapporto tra lo spostamento ultimo rispetto allo spostamento sul ginocchio di snervamento della Cura di capacità risulta essere non trascurabili e mediamente pari a **Mu >4,0** a dimostrazione di una sensibile capacità dissipativa della struttura ai sismi di progetto. Nella fig. N° 18 si riporta una curva di capacità rappresentativa del comportamento della struttura con la mobilitazione dei soli meccanismi duttili per rotazione alla corda (PUSH N°9) e la inibizione dei meccanismi fragili

In essa sono indicati con appositi simboli a colore i punti di corrispondenza delle PGA<sub>C</sub> di capacità della struttura ed i corrispondenti valori di domanda PGA<sub>D</sub> relativi alle tre condizioni di Stato Limite ( SLO, SLD, SLV ).

Nella analisi del modello con inibizione dei meccanismi fragili di nodo non confinato (meccanismi duttili) si rileva il deciso aumento delle capacità sia in termini di taglio alla base che di spostamento ultimo della struttura. Tale circostanza è riscontrabile in tutte le curve di capacità del modello nel quale sono interdette le attivazioni dei meccanismi fragili .

Nella Fig.19 si riportano i grafici di impegno plastico e meccanismi di collasso. I grafici sono emblematici dei guadagni in termini di capacità di spostamento e di Taglio alla base ottenuti a seguito della eliminazione dei meccanismi fragili citati.

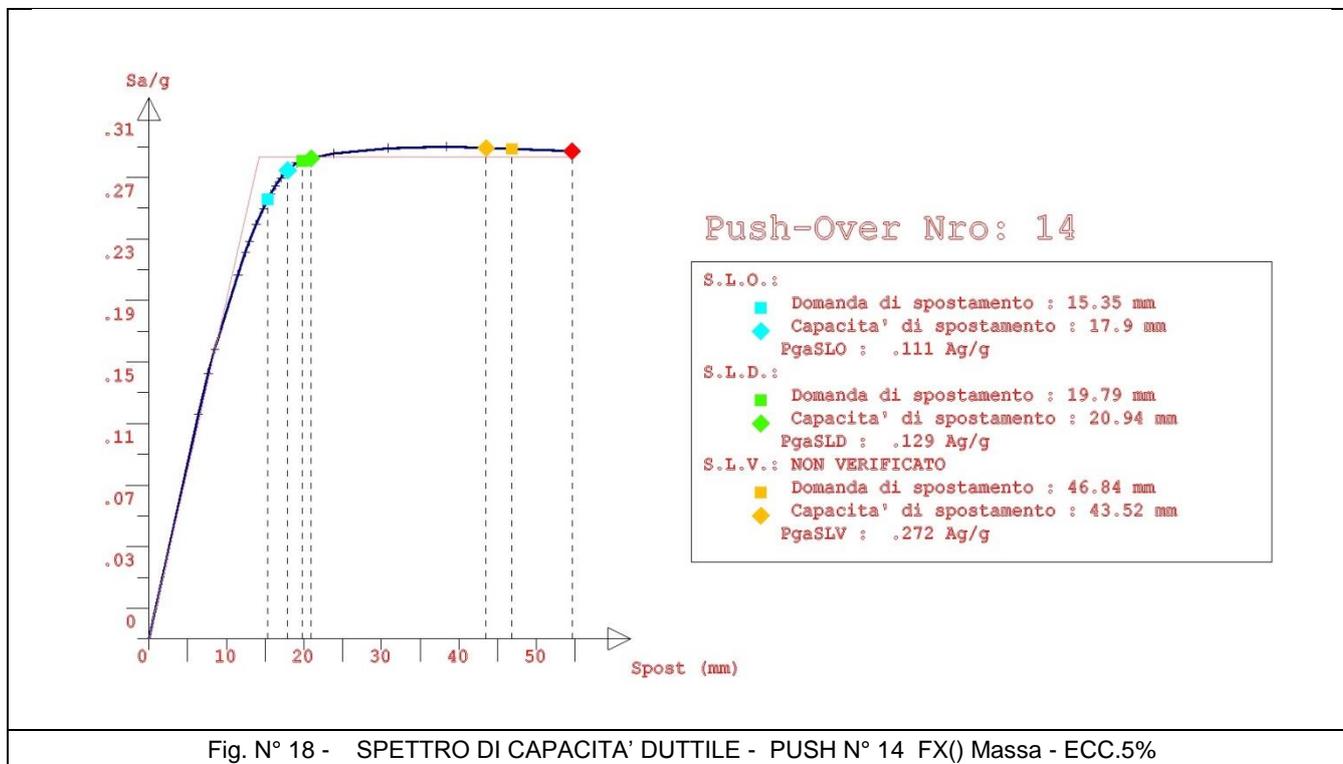


Fig. 19 - ANALISI MECCANISMI DUTTILI PUSH N° 14 FX(+) Massa- ecc.

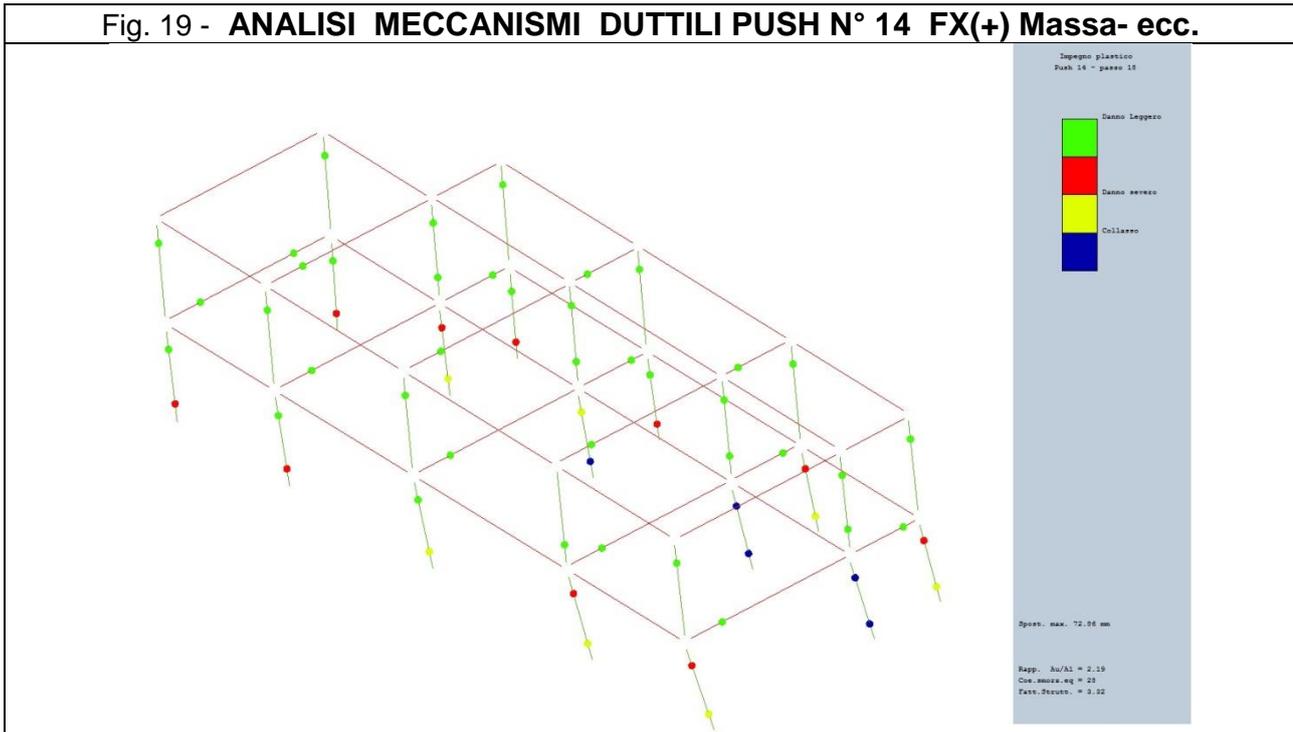


Fig. 19 - Impegno plastico cerniere di estremità Push n°14 X-X

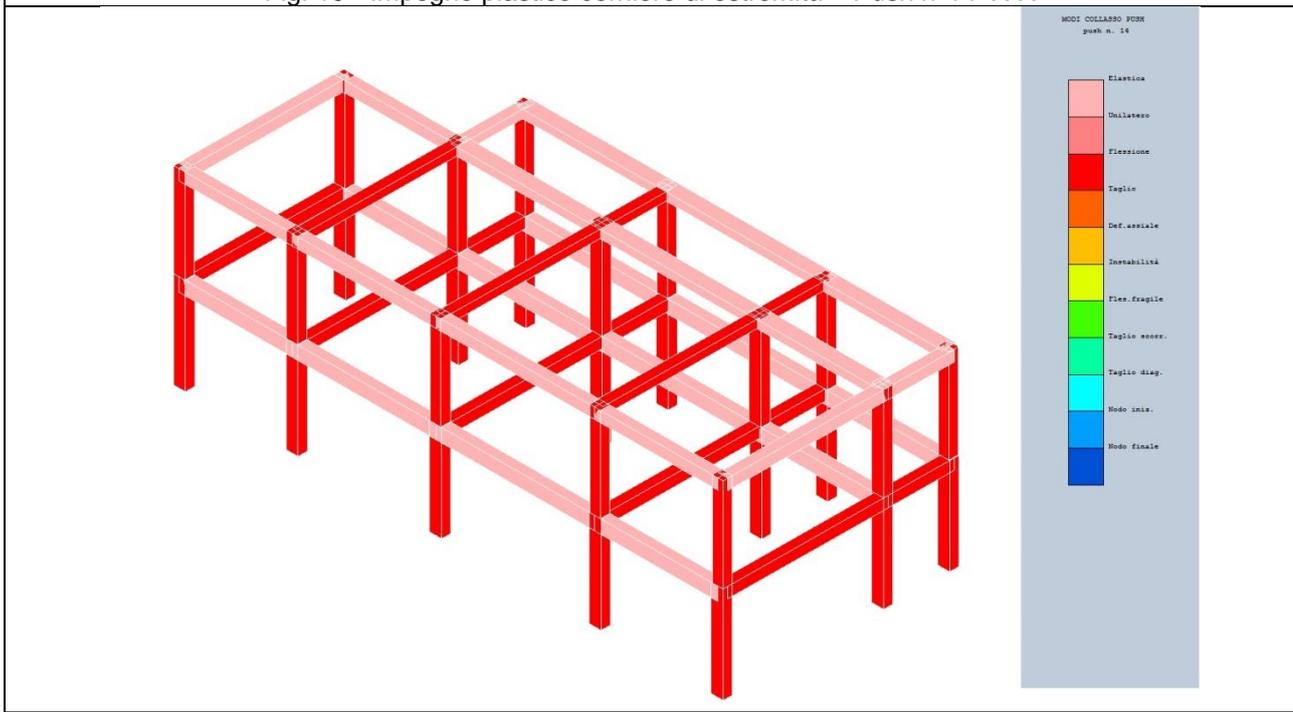


Fig. 20 - Modi di collasso aste in c.a. Push n° 14 X-X

**Fattori Di Struttura E Indici Di Rischio Ai Diversi Stati Limiti.**

I fattori di struttura calcolati con Analisi Statica Non Lineare risultano essere rispettivamente:

- Analisi con meccanismi fragili pari a  $q = 1,0$ ;
- Analisi con meccanismi duttili pari a  $q = 4,2$

**C.1) VALORI DI PGA E INDICI DI RISCHIO FINALI**

Si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi Indici di Rischio ai diversi Stati Limiti nelle due condizioni di analisi.

**C.1a) - RISULTATI ANALISI GLOBALE MECCANISMI FRAGILI  
Travi+Pil.+Nodi non conf. ( Modello a plast. Concentrata )**

STATO LIMITE	CAPACITA'					DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	PUSH OVER		PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,078	0,117	2	1	FX(+) Modo+ecc	0,096	1.50	0,144	45	<b>0,812</b>
SLD	0,078	0,117	2	1	FX(+) Modo+ecc	0,123	1.50	0,185	75	<b>0,634</b>
SLV	0,078	0,099	2	1	FX(+) Modo+ecc	0,296	1.28	0,379	712	<b>0,263</b>

Per la determinazione degli Indici di Rischio ai diversi S.L. nel caso di attivazione soli meccanismi duttili si assumono i valori ottenuti con A.S.N.L. su Modello a plasticità concentrata.

**C.2b) - RISULTATI ANALISI GLOBALE MECCANISMI DUTTILI  
Meccanismi Duttili ( Modello a plast. Concentrata )**

STATO LIMITE	CAPACITA'					DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	PUSH OVER		PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,096	0,144	44	6	FX(+) Masse ec.c	0,096	1.50	0,144	45	<b>0,997</b>
SLD	0,119	0,178	70	10	FX(-) Modo ecc	0,123	1.50	0,185	75	<b>0,970</b>
SLV	0,272	0,348	554	14	FX(-) Massa-ecc	0,296	1.28	0,379	712	<b>0,920</b>

### C.5.4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE-

MODELLO A FIBRE A PLASTICITA DISTRIBUITA- Solutore OPENSEES.

Per testare la affidabilità delle Analisi Statiche Non Lineari e validare i valori degli Indici di Rischio con esse ottenuti, si è svolta una Analisi Dinamica Non Lineare con integrazione al passo delle equazioni del moto su modello a fibre della struttura 3D, con impiego del solutore OpenSees. Si è selezionato un Gruppo di coppie di N° 7 Accelerogrammi spettrocompatibili allo Spettro di S.L.V. e si sono determinate le Time History di spostamento, velocità ed accelerazione di un punto convenzionale ( Punto Target ) localizzato al 3 Piano ( filo N° 14).

Si sono create N° 7 coppie di accelerogrammi ARTIFICIALI con il modulo interno di CDSWIN, che presentano le caratteristiche di spettrocompatibilità, che sono riportate nel grafico che segue. In riferimento al Cap. 7.3.5 delle N.T.C. 2008, si eseguono analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo delle eq. del moto, applicando al modello simultaneamente le due componenti di accelerazione nelle due direzioni principali.

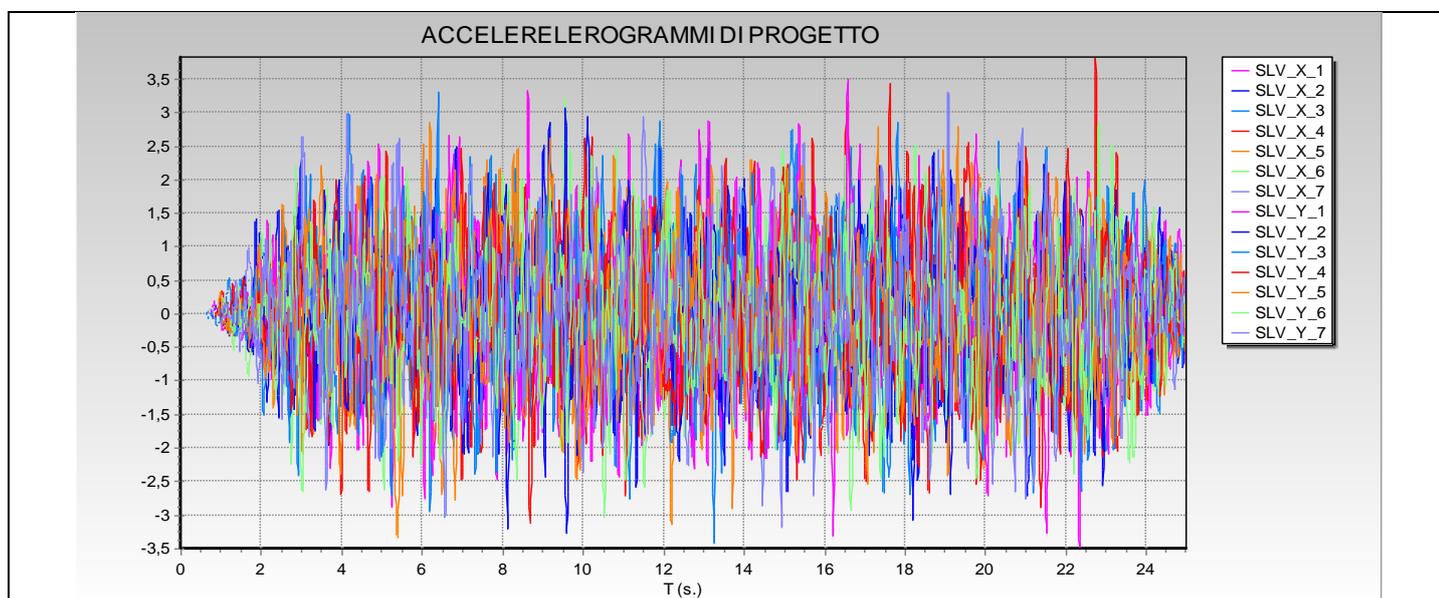


Fig. 22a- N° 7 coppie di accelerogrammi spettrocompatibili

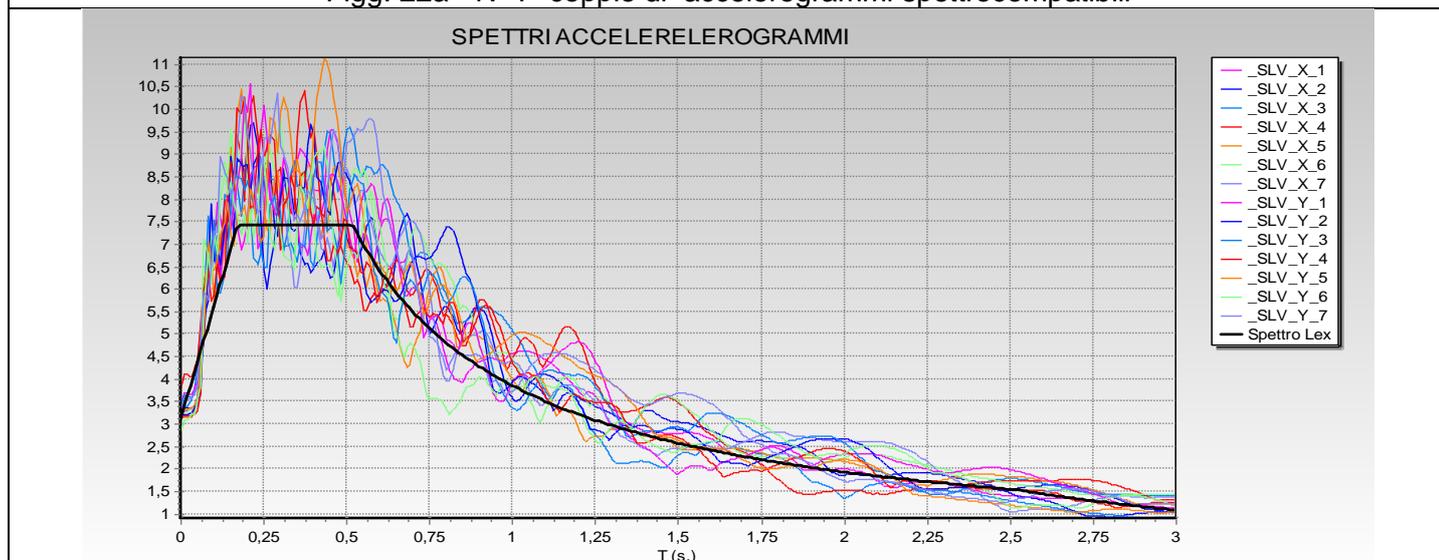
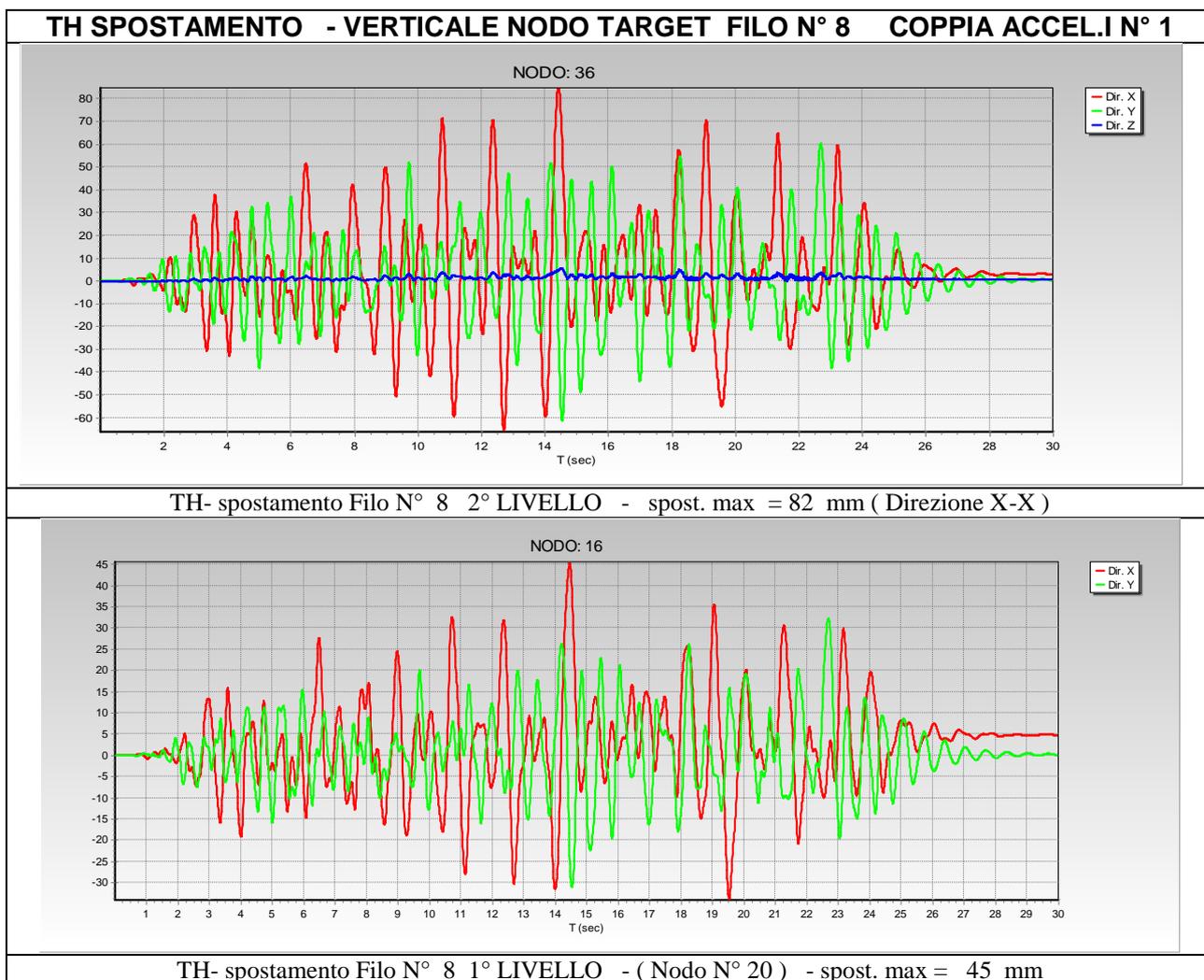


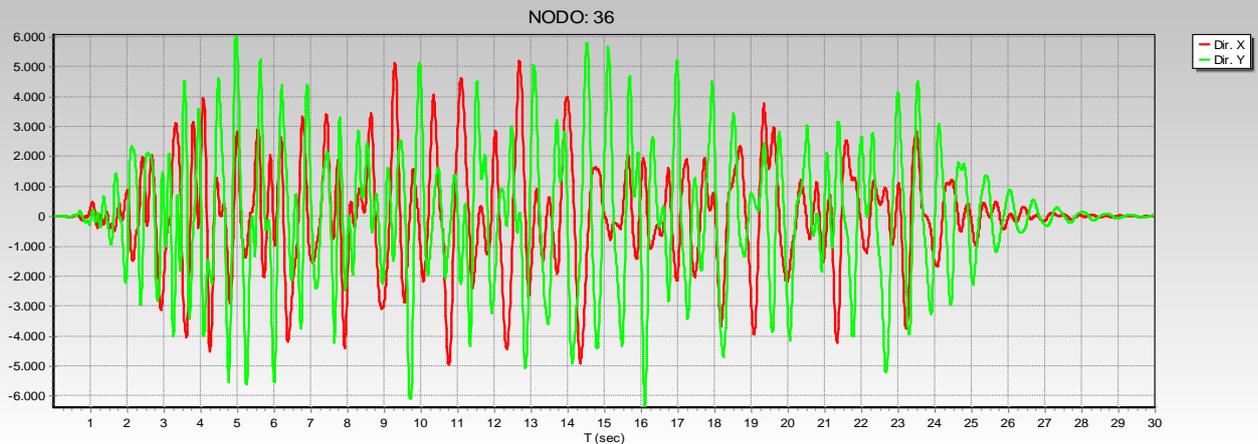
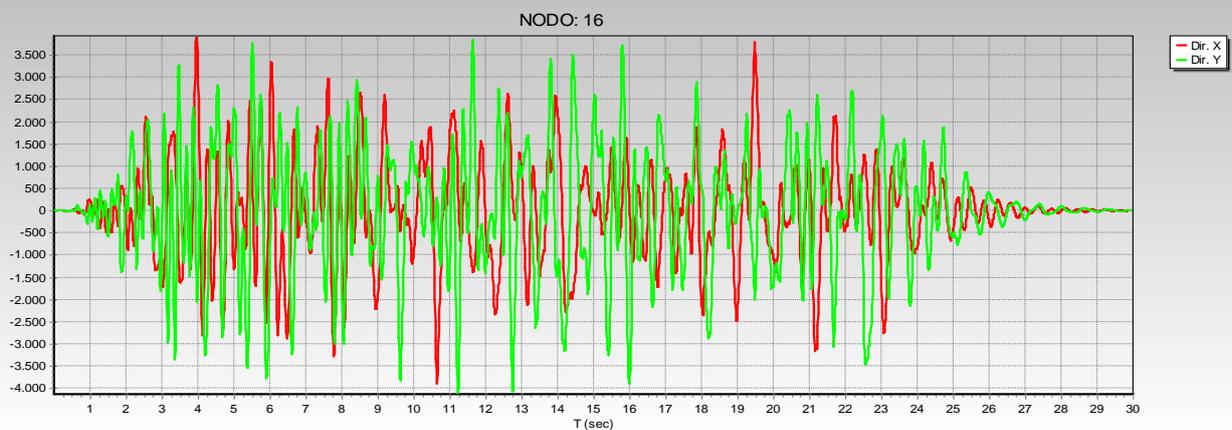
Fig. 22b Verifica spettrocompatibilità N° 7 accelerogrammi SLV

**Risultati A.D.N.L.**

Si riportano di seguito i risultati relativi alla applicazione della coppia di accelerogrammi n° 3 che si considera come significativa del comportamento dinamico della struttura con la rappresentazione delle TH di spostamento e di accelerazione sulla verticale del Filo N° 8 ai tre livelli dell' edificio.



## TH ACCELERAZIONI - VERTICALE NODO TARGET FILO N° 8 - COPPIA ACCEL.I N° 1

TH- accelerazioni Filo N° 8 2° LIVELLO - - Acc. max = 6.032 mm/sec<sup>2</sup> ( acc. vettoriale )TH- accelerazioni Filo N° 8 1° LIVELLO - - Acc. max = 3.983 mm/sec<sup>2</sup> ( acc. vettoriale )

## VALORI MAX. SPOSTAMENTO. CONFRONTO ASNL - ADNL

I valori medi di spostamento del punto Target ottenuti con ADNL sono confrontati con i valori di Domanda di Spostamento ottenuti nelle procedure di ASNL ( Modello a plasticità concentrata Solutore CDS ).

Le risposte in termini di spostamento max. della struttura secondo le due direzioni principali ottenute con le procedure di Analisi Statica Non Lineare risultano confrontabili ed in coerenza con i valori delle domande di spostamento ottenuti come media dei massimi riferiti al punto target prescelto delle Analisi Dinamica Non Lineare.

Si rileva la coerenza del profilo dei valori max. degli spostamenti ed accelerazioni ricavati sulla verticale N° 8 dei due impalcati e secondo le due direz. Principali X-X Y-Y, con la ipotesi della 1° Forma modale traslazionale assunta nella esecuzione delle A.S.N.L.

**La procedura di A.D.N.L. sul modello di struttura Nuda ( priva di tamponature ) rende validi ed affidabili i risultati conseguiti con procedura di A.S.N.L. sul medesimo modello 3D**

## III-5.D

## RISULTATI ANALISI STRUTTURA

- **CORPO D**

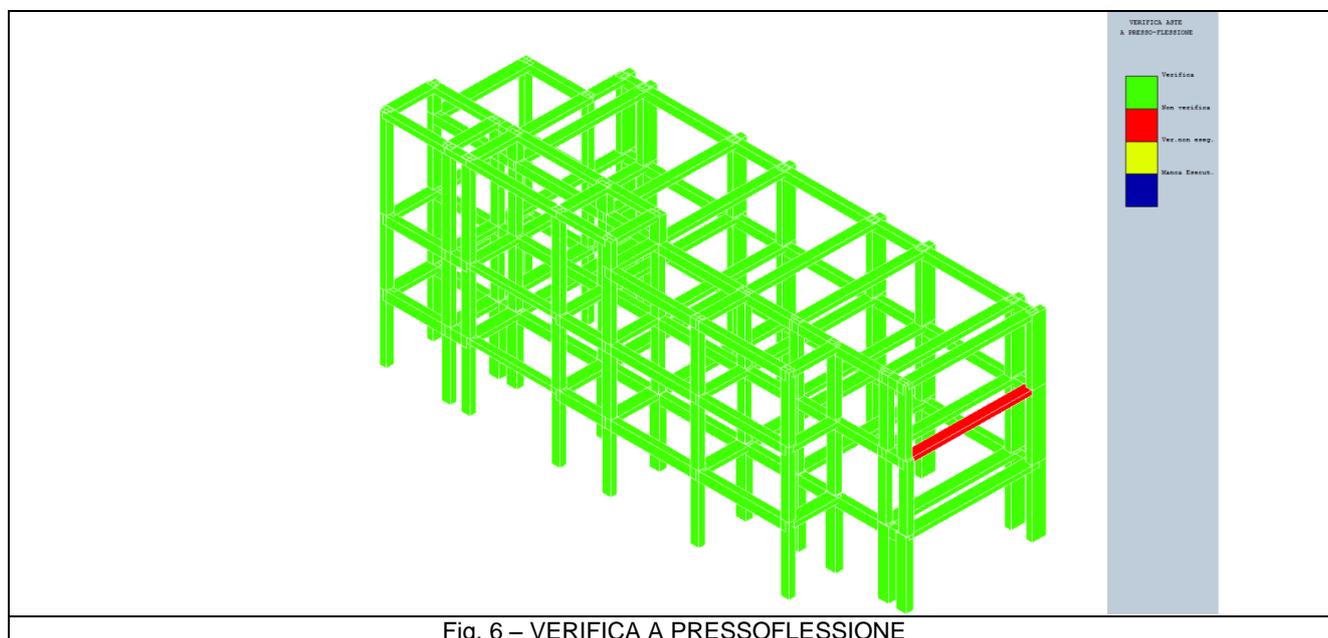
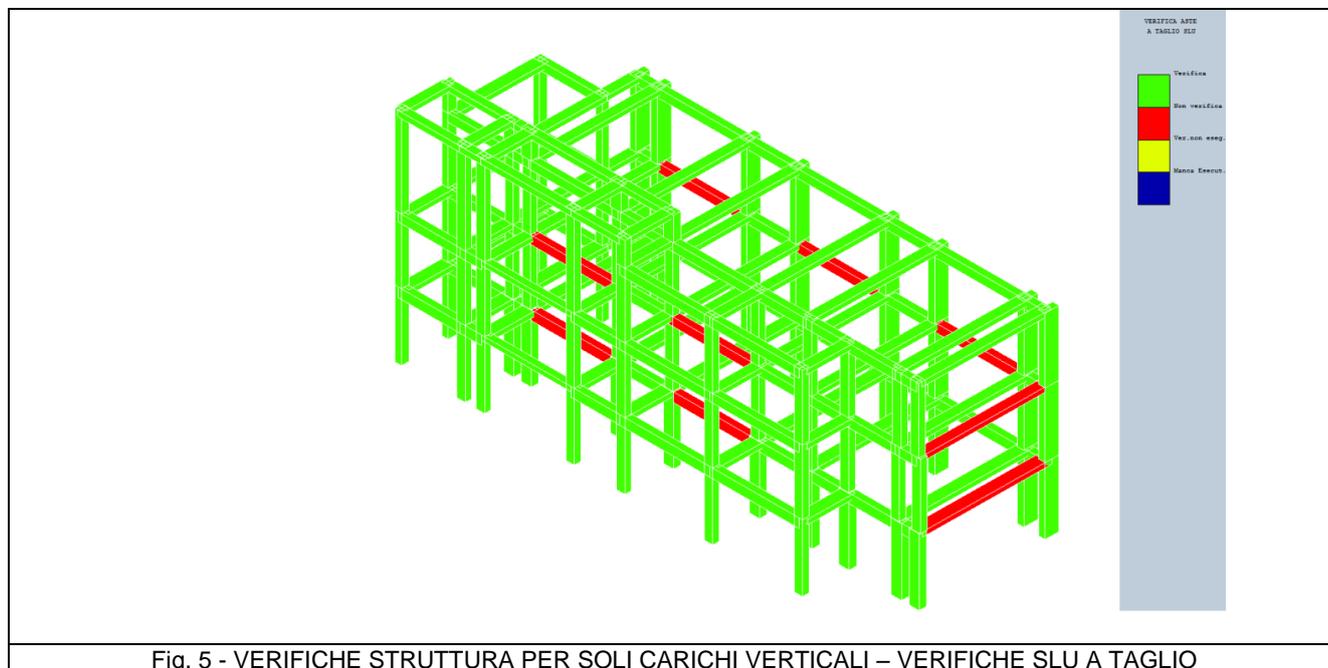
- Modello 3D a Piano rigido

Per il Corpo D Aule si riportano i Dati generali della Struttura nella Tabella che segue.

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	9,45	Altezza edificio (m)	11,90
Massima dimens. dir. Y (m)	25,49	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	13,62426	Latitudine Nord (Grd)	42,00951
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	SI	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	45,00
Accelerazione Ag/g	0,10	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,34	Fv	0,98
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,45	Periodo TD (sec.)	1,99
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,12	Periodo T'c (sec.)	0,29
Fo	2,32	Fv	1,10
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,46	Periodo TD (sec.)	2,09
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,30	Periodo T'c (sec.)	0,35
Fo	2,38	Fv	1,75
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,28	Periodo TB (sec.)	0,17
Periodo TC (sec.)	0,52	Periodo TD (sec.)	2,79
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C. A. - DIR. 1			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	2,76		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C. A. - DIR. 2			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	2,76		
PARAMETRI DI CALCOLO SLITTE ISOLATORI SISMICI			
Ripartiz. P/Delta Testa:	0,50	Ripartiz. P/Delta Piede :	0,50
Coeff. di Attrito :	0,01		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondament.:	1,30
Livello conoscenza	LC3		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

### D.5.1 – ANALISI LINEARE STATICA PER SOLI CARICHI VERTICALI

Si effettua una verifica della struttura nelle condizioni attuali secondo le procedure delle N.T.C. 2008 per soli carichi gravitazionali. Si ottengono i risultati riportati nelle immagini che seguono nelle quali a **colore rosso** sono indicate le aste che non verificano la condizione  $D/C < 1$  mentre a colore verde sono riportate le membrature che verificano la condizione  $D/C < 1$ .



Si rileva che in alcune travi al Primo e Secondo Livello non si verifica la condizione  $D/C < 1$  per C.V. Tale circostanza è agevolmente superabile con interventi di tipo locale, con cerchiature-rinforzi in acciaio o fibra di carbonio da applicare nelle porzioni di intradosso delle travi interessate.

**LA STRUTTURA NON VERIFICA LA CONDIZIONE  $D/C < 1$  PER CARICHI VERTICALI** prevalentemente per V-T per carenza di armature trasversali

**MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA**

**D.5.2 - ANALISI DINAMICA LINEARE.**

**5.2.1 – Preliminare dinamica modale.**

La analisi dinamica modale è condotta fino alla definizione dei parametri dinamici relativi al 9° modo di vibrare nel caso di edifici a tre piani ( 3 piani x 3 gradi di libertà con piano infinitamente rigido). Nella parte preliminare della relazione TABULATI DI CALCOLO, sono riportate le diverse Tabelle di sintesi della elaborazione ed i grafici che descrivono i risultati di calcolo ottenuti. Ad esse si rimanda per ogni ulteriore delucidazione.

In dettaglio, si sono rilevate le seguenti caratteristiche dinamiche.

La struttura di tre piani fuori terra, si presenta irregolare in pianta ed in elevazione. La distribuzione di carico sui piani risulta di tipo prevalente superficiale in pianta. Il Baricentro Masse presente ai tre livelli si discosta con una certa eccentricità rispetto alla posizione del Baricentro Rigidezze.

**BARICENTRI MASSE – RIGIDENZE DI PIANO**

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE														
IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FleX (kN*m)	Rig.FleY (kN*m)	RigTors. (kN*m)	r / Is /RigFle
1	3,60	3322,16	2,60	12,89	1,61	13,32	-0,99	0,43	25,49	9,45	27297	42054	2512881	0,99
2	7,10	3534,50	2,45	13,13	1,86	14,32	-0,59	1,19	25,49	9,45	9702	23586	1024977	0,84
3	10,60	1791,56	2,67	13,07	2,09	14,97	-0,58	1,91	25,49	9,45	5699	17878	622639	0,75

Risulta in parte soddisfatta la condizione di adeguata rigidezza Torsionale, come rapp. tra il raggio torsionale ( min.  $r_x, r_y$  ) della struttura ed il raggio di inerzia polare delle masse ( art. 7.4.3.1 NTC 2008).

- 1° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 0,99 > 0,80$
- 2° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 0,84 > 0,80$
- 3° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 0,75 < 0,80$

Risulta totalmente soddisfatta la condizione di ridotto valore del rapp. Teta =  $P/\Delta < 0,1$  e si ritiene di poter definire per la azione sismica un fatt. di incremento pari a 1,00

Dall' esame della TABELLA MODI DI VIBRARE STRUTTURA, si trova che il primo modo di vibrare, è di tipo roto-traslazionale prevalentemente secondo X-X, con un periodo proprio di circa **T<sub>1</sub>=0,76 sec.**; il secondo modo di vibrare avviene con componente prevalentemente rotazionale e con periodo proprio di circa **T<sub>2</sub>= 0,58 sec.**, mentre il terzo modo di vibrare è del tipo rotazionale-traslazionale secondo Y-Y e con periodo **T<sub>3</sub>= 0,44 9ec.**. Infine, il 4° modo di vibrare avviene con componente roto-traslazionale inversa e con periodo **T<sub>4</sub>= 0,14 sec.**

Nelle Tabelle FATTORI DI PARTECIPAZIONE E FORZE DI PIANO sono riportati, per le due direzioni principali e per ciascun modo di vibrare, i valori dei coeff. di partecipazione modale ed i valori delle masse modali efficaci associate a ciascun modo.

Con sisma in direzione 0° X-X si presentano i seguenti modi di vibrare con rispettive percent. di massa eccitata:

- 1° modo ( traslazionale.) -  $M_{ecc1X-X} = 70,9 \%$  della massa totale;
- 4° modo (rotazionale) -  $M_{ecc4X-X} = 15,8 \%$  della massa totale;

Con sisma in direzione 90° Y-Y si presentano i seguenti valori di massa eccitata per i diversi modi di vibrare:

- 3° modo (traslazionale) -  $M_{ecc3Y-Y} = 82,4 \%$  della massa totale;
- 6° modo (rotazionale) -  $M_{ecc6Y-Y} = 11,3 \%$  della massa totale;

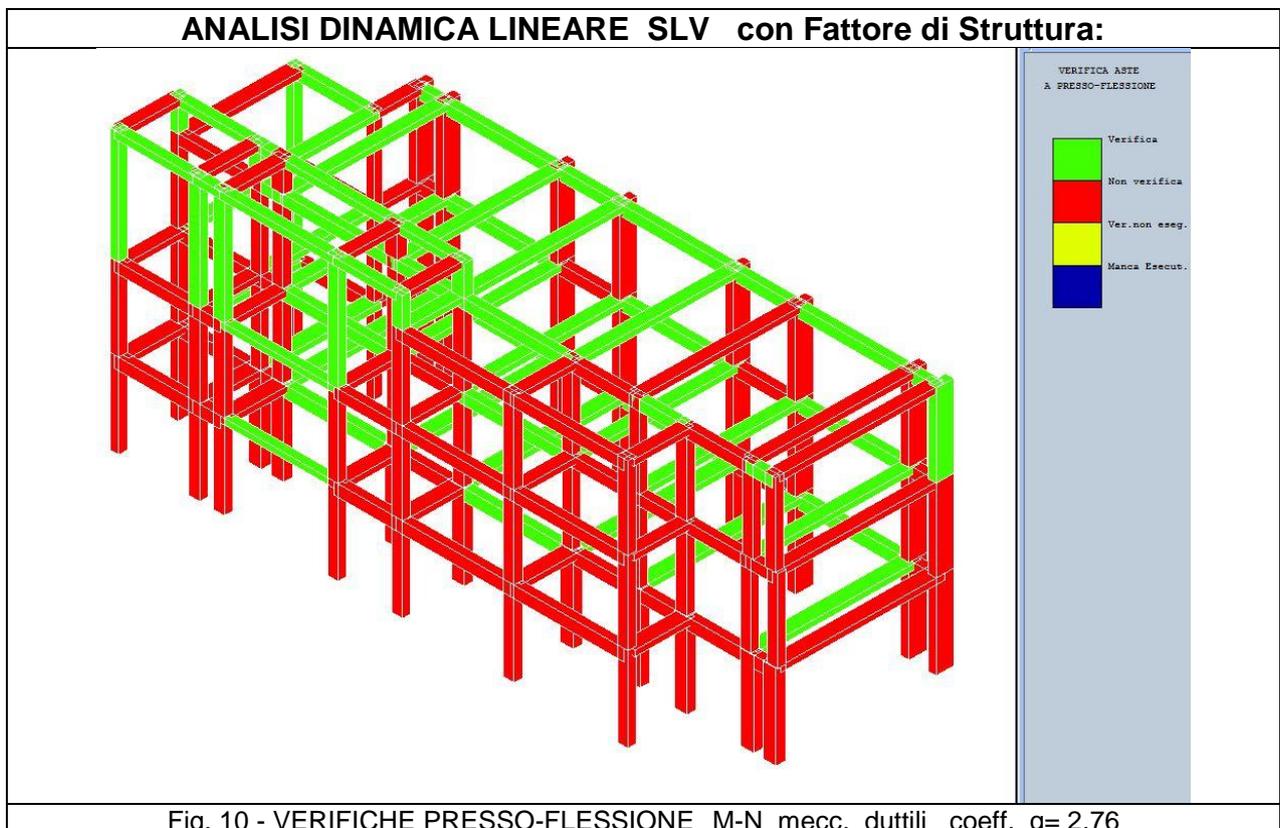
La struttura ha un comportamento prevalentemente traslazionale in direzione X-X con incidenza non rilevante di modi rotazionali mentre in direzione Y-Y prevalgono le componenti traslazionali con massa eccitata superiore all' 82%. I valori di periodi di vibrazione dei primi modi sono superiori alla soglia di  $T_c = 0,52$  sec. dello Spettro Elastico di riferimento ( SLV ) di inizio del ramo a velocità costante. Essa in generale rispetta i requisiti di applicazione di cui all' art. 7.3.4 delle N.T.C. 2008 e può sostanzialmente considerarsi soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare.

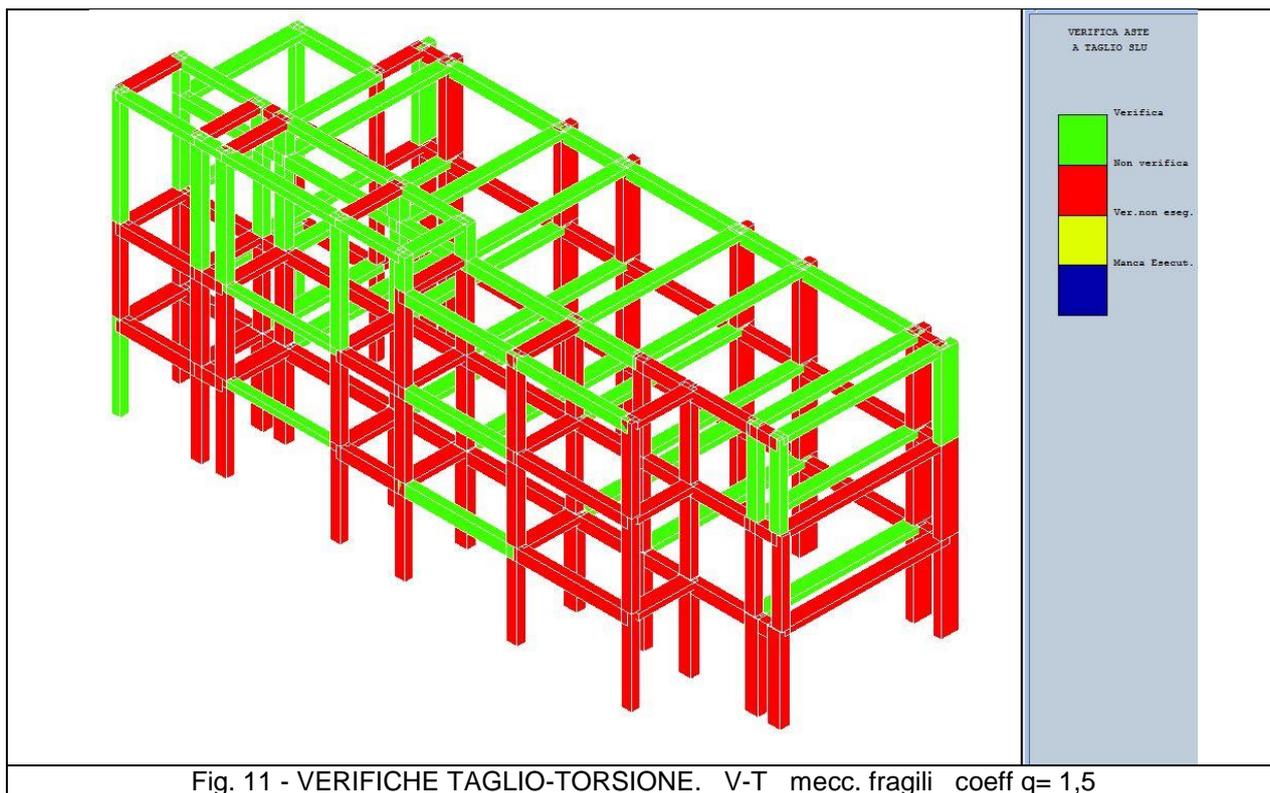
**D.5.2.2 - Analisi dinamica lineare con fattore di struttura q**

Per una indagine preliminare sul comportamento della struttura si conducono Analisi Dinamiche Lineari Nodali per solo condizione SLV su modello 3D con Modulo elastico ridotto:

Si assumono per meccanismi duttili e fragili i seguenti valori dei coeff. di struttura:

**Mecc. Fragili :  $q = 1,5$  - Meccanismi Duttili :  $q = 2,76$**





Risulta una diffusa vulnerabilità sismica con A.D.L. sia nei confronti dei meccanismi fragili che nei confronti dei meccanismi duttili. Con numerose aste con rapp. D/C > 1.

**D.5.3 – ANALISI NON LINEARE STATICA - Pushover.**

**5.3.1 Procedura di ASNL**

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi e le considerazioni relative. Queste analisi sono raccolte e organizzate nelle Tabelle e grafici che compongono la parte seconda della relazione **TABULATI DI CALCOLO** Cap. ANALISI STATICA NON LINEARE, della struttura esaminata ed a queste si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.

Come richiamato in precedenza, la struttura a pianta rettangolare risulta non simmetrica nelle due direzioni principali, con distribuzioni di carico in pianta ed in elevazione diversificata, con baricentro masse con eccentricità sensibili rispetto al baricentro delle rigidezze di piano secondo la direzione Y-Y.

La struttura ha un comportamento roto-traslazionale con incidenza modesta di moti rotazionali in direzione X-X e traslazionale con sismi in direzione Y-Y. I periodi di vibrazione dei primi modi risultano superiori alla soglia di  $T_c = 0,52$  sec. dello Spettro Elastico di riferimento (SLV). La struttura risulta sostanzialmente rispettare i requisiti di applicazione di cui all' art. 7.3.4 delle N.T.C. 2008 e pertanto si assume possa soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare.

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite (  $SLO_{81\%}$  ;  $SLD_{63\%}$  ,  $SLV_{10\%}$  ) , il fabbricato presenta valori delle accelerazioni di danno (capacità) sistematicamente inferiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione Y-Y che nella direzione X-X.

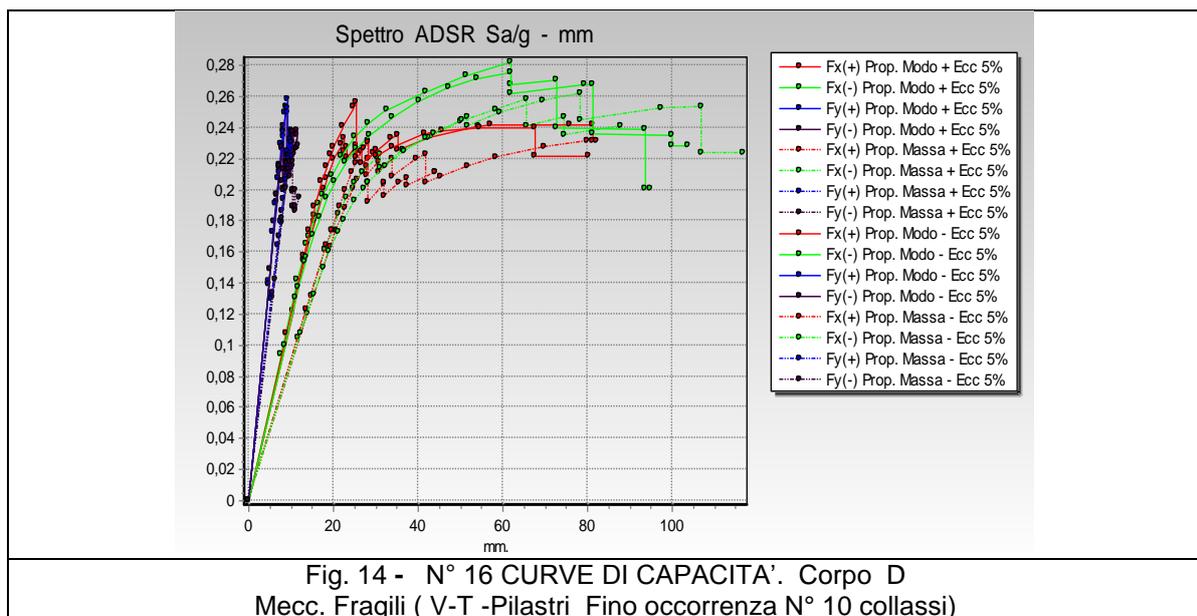
Si è proceduto con due distinte analisi di spinta, assumendo due comportamenti strutturali diversi per misurare le effettive vulnerabilità e risorse duttili presenti.

- Una prima analisi è stata condotta su un modello 3D nel quale erano presenti ed attivabili meccanismi fragili di Taglio-Torsione su travi e pilastri e mecc. Fragili di nodo non confinato.

Una seconda ASNL è stata condotta sul modello 3D nel quale sono stati inibiti tutti i meccanismi fragili presenti e abilitati i soli meccanismi duttili delle cerniere plastiche di estremità delle aste.

Nelle Fig. 14 – 15 sono riportate rispettivamente le curve di capacità ottenute nelle due distinte procedure

**MODELLO CON MECCANISMI FRAGILI**



Nella A.S.N.L. su modello con meccanismi fragili la Analisi Non Lineare è stata spinta fino alla occorrenza di N° 10 meccanismi per consentire di individuare una capacità di spostamento significativa e misurabile. Ciò perchè la occorrenza del 1° meccanismo, in alcune Pushover determinava la immediata interruzione degli steps di carico al primo passo di analisi.

MODELLO CON SOLI MECC. DUTTILI

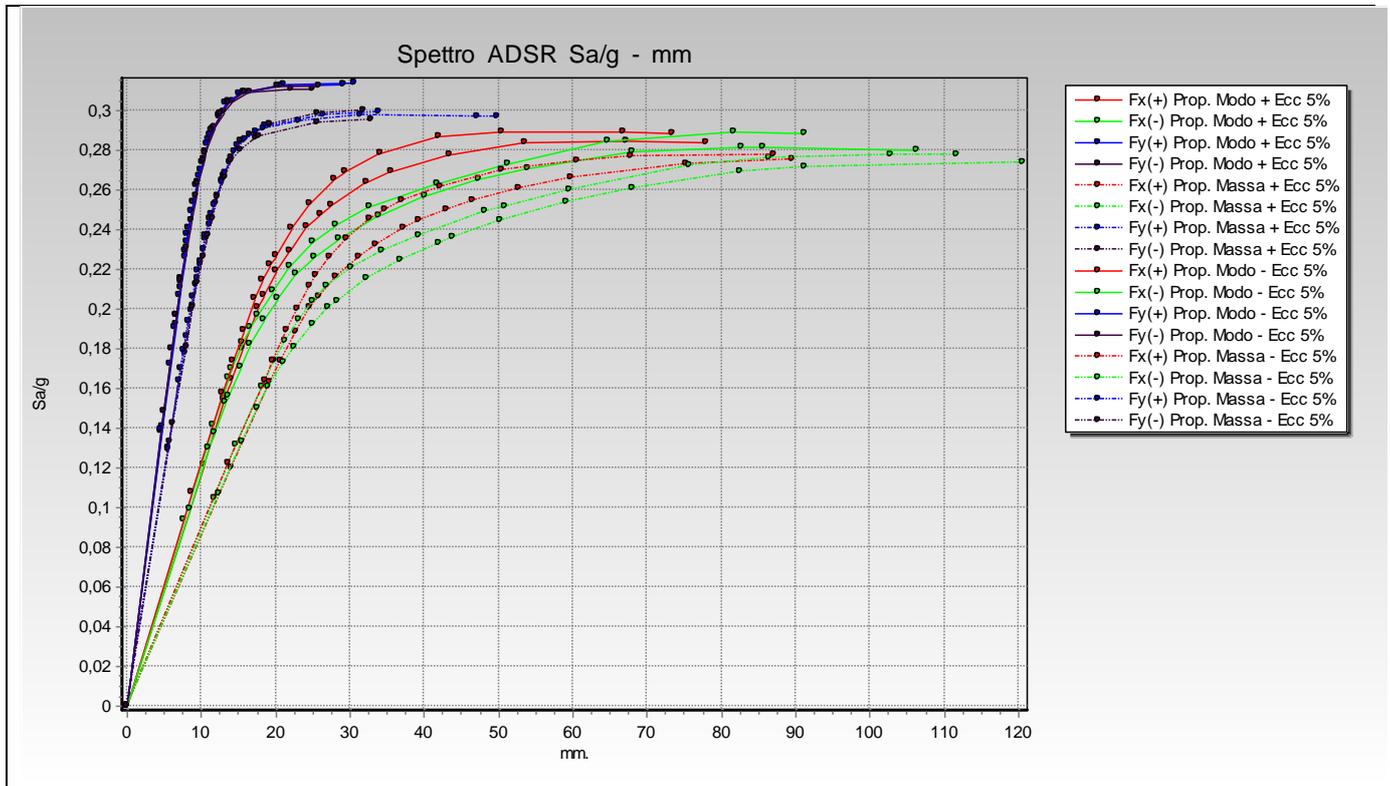


Fig. 15 - N° 16 CURVE DI CAPACITA' Corpo D - CURVE CAPACITA - Mecc. duttili Travi - Pilastri

I risultati per le due procedure sono ampiamente descritti nelle Relazioni e TABULATI DI CALCOLO e ad essi si rimanda per gli opportuni approfondimenti.

In particolare si possono fare le seguenti osservazioni.

Procedura di analisi sul modello con meccanismi fragili di nodo non confinato+ V-T Pilastri.

Nella analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati. Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Nella fig. 14 si riportano le curve di capacità ottenute su questo modello. Le curve di capacità ottenute nelle procedure di spinta incrementale nelle due direzioni principali X-X e Y-Y sono abbastanza simili e mostrano tutte una repentina interruzione con la occorrenza di discontinuità con ginocchi quando le curve si trovano ancora nel tratto iniziale ad andamento praticamente lineare. La crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di Taglio alla base e ridotte capacità di spostamento.

Procedura di analisi su modello con meccanismi duttili.

Nella procedura di analisi sul modello in cui sono inibiti i meccanismi fragili di nodo e quelli di Taglio-Torsione su Travi e Pilastrini e sono attivabili i solo i meccanismi duttili localizzati nelle cerniere plastiche alle estremità delle aste, si analizza la capacità strutturali, assumendo la ipotesi di aver realizzato interventi di rinforzo per Taglio-Torsione sulle aste e rinforzo dei nodi non confinati critici. I risultati di tale analisi sono riportati nella fig. N° 15 nella quale si osserva come il comportamento strutturale per tutte le curve di capacità sia decisamente migliorato, con significativo incremento sia del valore del Taglio resistente alla base che delle capacità di spostamento misurate sul punto target di controllo.

La struttura presenta in questa seconda procedura una modesta differenziazione di comportamento nelle due direzioni principali.

Con sisma nella direzione X-X i valori di Taglio alla base ottenuti risultano di poco inferiori rispetto a quelli ottenuti con sisma nella dir. Y-Y mentre risultano superiori le capacità di spostamento rispetto a quelle con sisma Y-Y. Complessivamente, con sisma con direzione X-X la struttura manifesta una superiore capacità dissipativa rispetto al comportamento con sisma nella direzione Y-Y. L' esame delle Tabelle e Grafici dell' Allegato TABULATI DI CALCOLO sopra richiamato, mette in luce quanto segue.

### 5.3.2.1 Analisi Su Modello Con Meccanismi Fragili (Nodi non confinati+ V-T Pilastrini) .

In entrambe le direzioni principali X-X e Y-Y, i valori delle PGA di danno risultano sempre decisamente inferiori ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81% e gli Indici di rischio, ottenuti come rapporto tra la  $PGA_D$  (domanda) ed il valore delle  $PGA_C$  (capacità della struttura) risultano significativamente inferiori all' unità.

I valori minimi di PGA che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento sono molto inferiori ai valori attesi  $PGA_D$  e si raggiungono in modo indifferenziato per tutte le analisi condotte. In particolare, le capacità di spost. della struttura risultano prossime allo zero a causa della occorrenza di meccanismi fragili di nodo.

**i) Nella direzione X-X**, assumendo la PUSH N° 2, i valori degli spostamenti di danno risultano molto modesti a causa della occorrenza quasi immediata delle rotture per meccanismi fragili di Nodo al livello del Primo Solaio. Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL, fino alla occorrenza dei primi N° 10 meccanismi fragili risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 30,2$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 8,1$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 39,6$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 8,1$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 95,0$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 8,1$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 64,6 ton.**

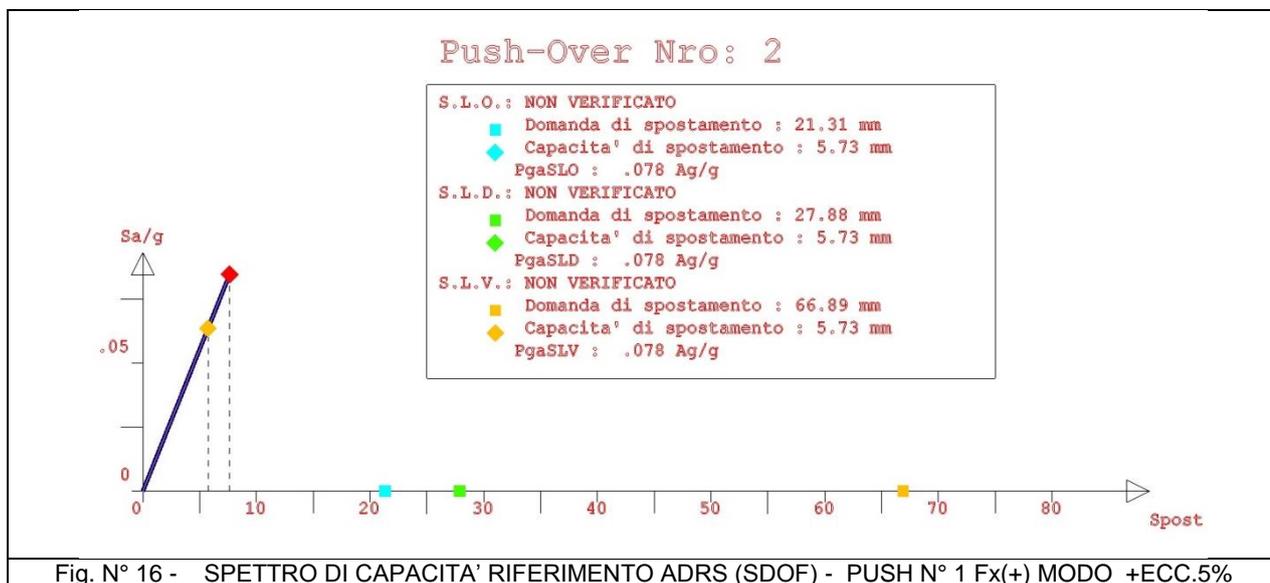
**ii) Nella direzione Y-Y**, la struttura risulta avere un comportamento analogo e confrontabile con quello per sisma in dir. X-X. Assumendo la PUSH N° 4 di riferimento, le domande e le rispettive capacità di spostamento in corrispondenza dei diversi SL risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 16,9$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 4,6$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 22,3$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 4,6$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 54,7$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 4,6$  mm;

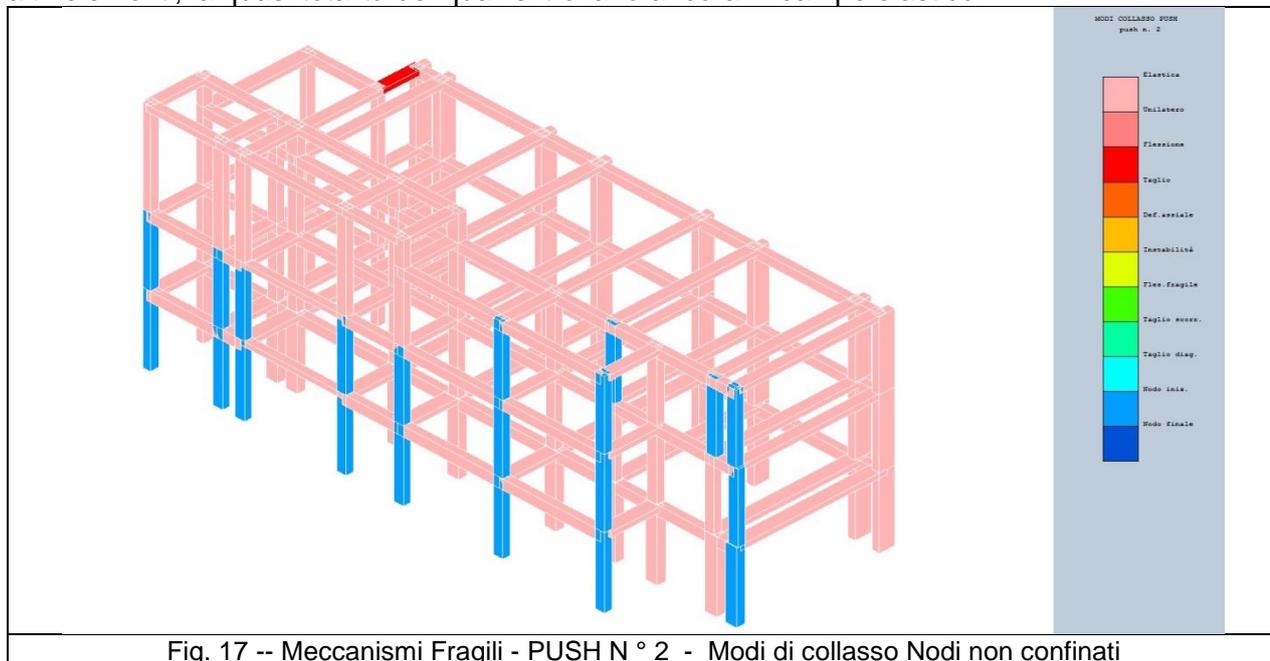
Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 102,3 ton.**

Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare (determinato alla occorrenza del primi 10 mecc. di collasso fragile) risulta essere pari a  $q_x = 1,0$ , inferiore rispetto al valore proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi fragili  $q = 1,5$  per la occorrenza del primo mecc. Fragile. Si riporta nella Fig. 16 la curva di PUSHOVER N° 2 significativa del comportamento strutturale del modello 3D con presenza di meccanismi fragili e la repentina interruzione sul tratto di curva ad andamento praticamente lineare.

In questa procedura le A.S.N.L. sono state spinte fino alla occorrenza di N° 10 collassi per esaminare in dettaglio la successione dei diversi meccanismi fragili e individuarne la natura (Compressione-Trazione bielle cls Nodi non confinati e/o Taglio Torsione Pilastri).



Nella fig. 17 si riporta il modello 3D con la indicazione della mobilitazione dei meccanismi fragili trazione-compressione delle bielle di cls nei nodi non confinati e nel quale si rileva a colore azzurro la mobilitazione dei meccanismi fragili al 1°, 2° e 3° Livello. La crisi della struttura avviene quando essa si trova ancora in campo elastico. In definitiva, la comparsa di collassi fragili rende praticamente inutilizzabili le risorse di duttilità che la struttura potrebbe mobilitare mediante la plasticizzazione degli altri elementi, la quasi totalità dei quali si trovano ancora in campo elastico.



**5.3.2.2 Analisi Su Modello Con Meccanismi Duttili**

Nel modello con inibizione dei meccanismi fragili dei Nodi non confinati e mecc. fragili di V-T su travi e pil., si trova un deciso miglioramento delle capacità strutturali. In questo caso infatti la struttura

dimostra di raggiungere, per tutte le N° 16 curve di spinta e per ciascuno degli stati limiti fissati, valori superiori degli indici di rischio, in alcuni casi si raggiungono valori di  $I_r > 1,0$  per le condizioni di SLV e di SLE ( SLO e SOD ). Per SLV e SLD ed SLO la struttura presenta valori di Indici di rischio non trascurabili, evidenziando in questo modo una sensibile capacità dissipativa nelle condizioni di sismi più severi ( SLV ) ed una ridotta deformabilità per sismi modesti, con la possibilità di contenere il danno degli elementi non strutturali entro limiti di normativa e modesta entità.

**i) Nella direzione X-X,** i valori delle PGA di danno alle diverse condizioni di SL risultano quasi sempre superiori rispetto ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81%.

In particolare si rileva che, per SLV alcuni degli Indici di rischio Alfa risultano essere superiori all'unità evidenziando che, per sismi con direzione X-X la condizione di salvaguardia della vita è garantita o prossima all'unità una volta che si è provveduto ad eliminare tutti i meccanismi fragili dei nodi non confinati, i meccanismi fragili di taglio-Torsione nelle travi e Pilastri.

I valori minimi di  $PGA_C/PGA_D$  che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento si raggiungono nella PUSH N° 13 (X-X) Modo +5% ecc.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 13 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 25,1$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 29,9$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 32,9$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 45,1$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 79,0$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 62,4$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 240,1 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a  **$D_V = 30$  mm.**

**ii) Nella direzione Y-Y,** la struttura risulta manifestare una maggiore vulnerabilità. Come per la direzione X-X, i valori delle PGA di danno alle diverse condizioni di SL risultano in generale sempre superiori ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81% nel periodo  $V_r$ , tranne che per la PUSH N°4 per la quale si determina il valore dell'Indice di Rischio minimo allo SLV per la struttura..

I valori minimi di  $PGA_C/PGA_D$  che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento si raggiungono nella PUSH N° 4 (Y-Y) Massa -5% ecc.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 15 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 15,5$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SL} = 27,2$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 20,5$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 27,2$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 51,7$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 27,6$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 229,6 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a  **$D_V = 10$  mm.**

Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare, con sisma nelle due direzione X-X e Y-Y risulta essere mediamente a  $q_{Push} = 2,96$  . Il valore è inferiore a quello proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi duttili con fattore di struttura (  $q_{max} = 3,0$  ) maè superiore al valore piu cautelativo considerato nel calcolo e determinato secondo le Linee Guida della regione lazio (  $q_{duttli} = 2,76$  ) .

Le capacità dissipative ipotizzate convenzionalmente in normativa risultano per questa struttura sovrastimate rispetto alle capacità effettivamente mobilitabili. Anche le capacità duttili della struttura, , determinata come rapporto tra lo spostamento ultimo rispetto allo spostamento sul ginocchio di snervamento della Cura di capacità risulta essere non trascurabili e mediamente pari a  $Mu = 3,2$  a dimostrazione di una certa capacità dissipativa della struttura ai sismi di progetto.

Nella fig. N° 18 si riporta una curva di capacità rappresentativa del comportamento della struttura con la mobilitazione dei soli meccanismi duttili per rotazione alla corda (PUSH N°9) e la inibizione dei meccanismi fragili .

In essa sono indicati con appositi simboli a colore i punti di corrispondenza delle  $PGA_C$  di capacità della struttura ed i corrispondenti valori di domanda  $PGA_D$  relativi alle tre condizioni di Stato Limite ( SLO, SLD, SLV ) .

Nella analisi del modello con inibizione dei meccanismi fragili di nodo non confinato (meccanismi duttili) si rileva il deciso aumento delle capacità sia in termini di taglio alla base che di spostamento ultimo della struttura. Tale circostanza è riscontrabile in tutte le curve di capacità del modello nel quale sono interdette le attivazioni dei meccanismi fragili .

Nella Fig.19 si riportano i grafici di impegno plastico e meccanismi di collasso. I grafici sono emblematici dei guadagni in termini di capacità di spostamento e di Taglio alla base ottenuti a seguito della eliminazione dei meccanismi fragili citati.

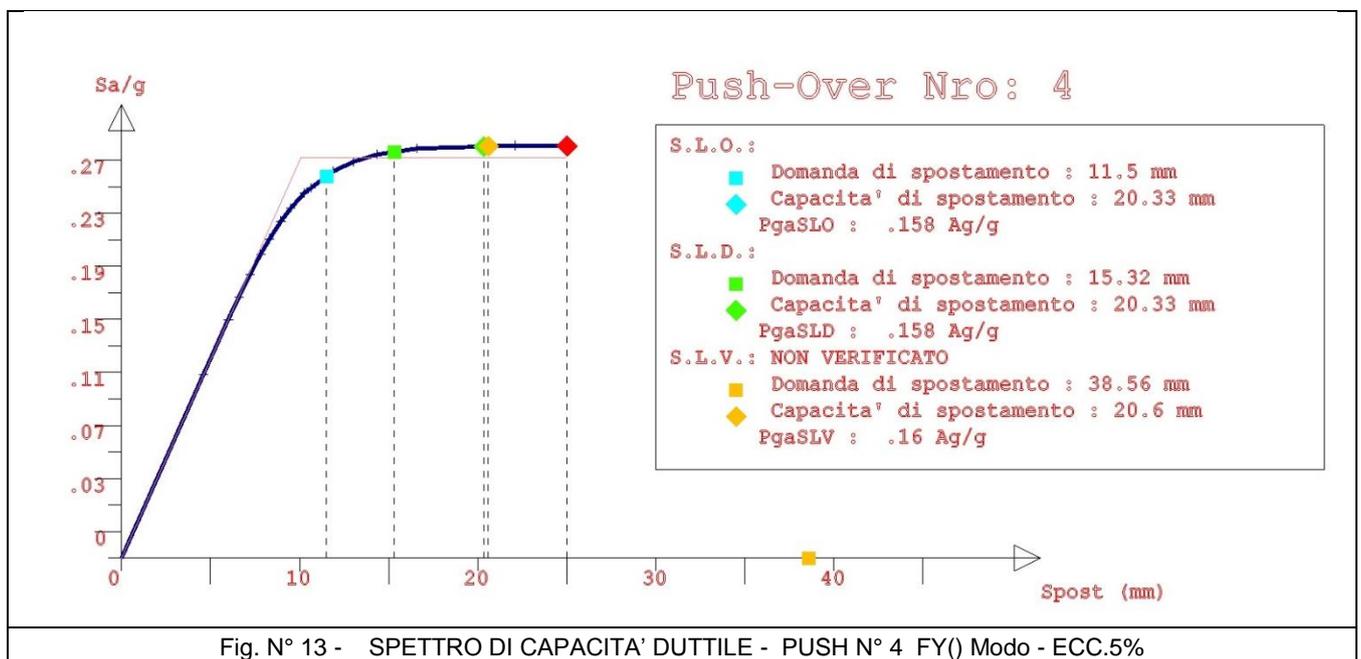


Fig. 19 - ANALISI MECCANISMI DUTTILI PUSH N° 15 FY(+) Massa- ecc.

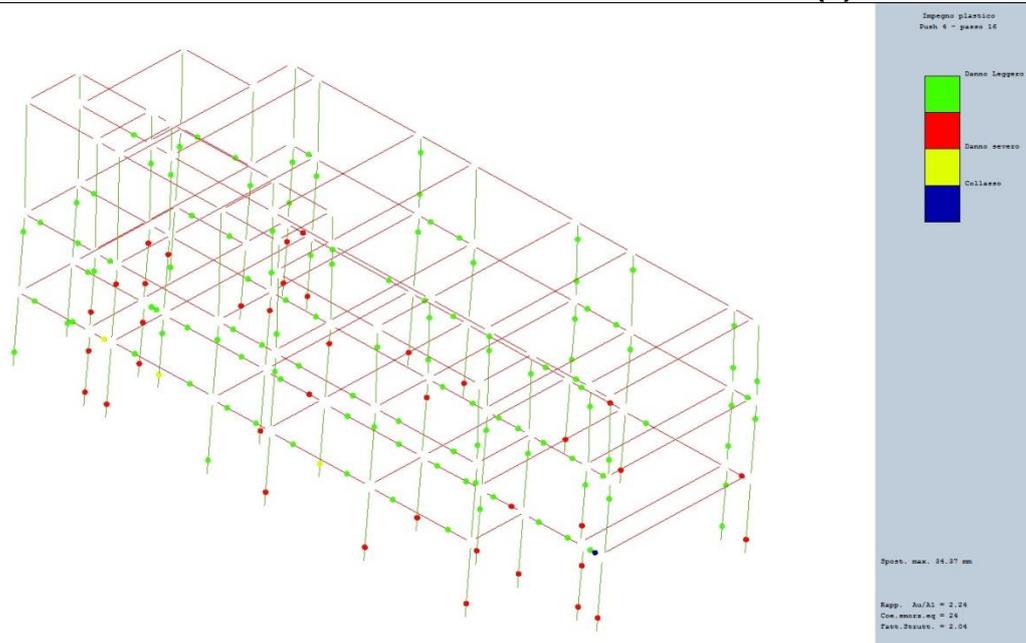


Fig. 19 - Impegno plastico cerniere di estremità Push n°4 Y-Y

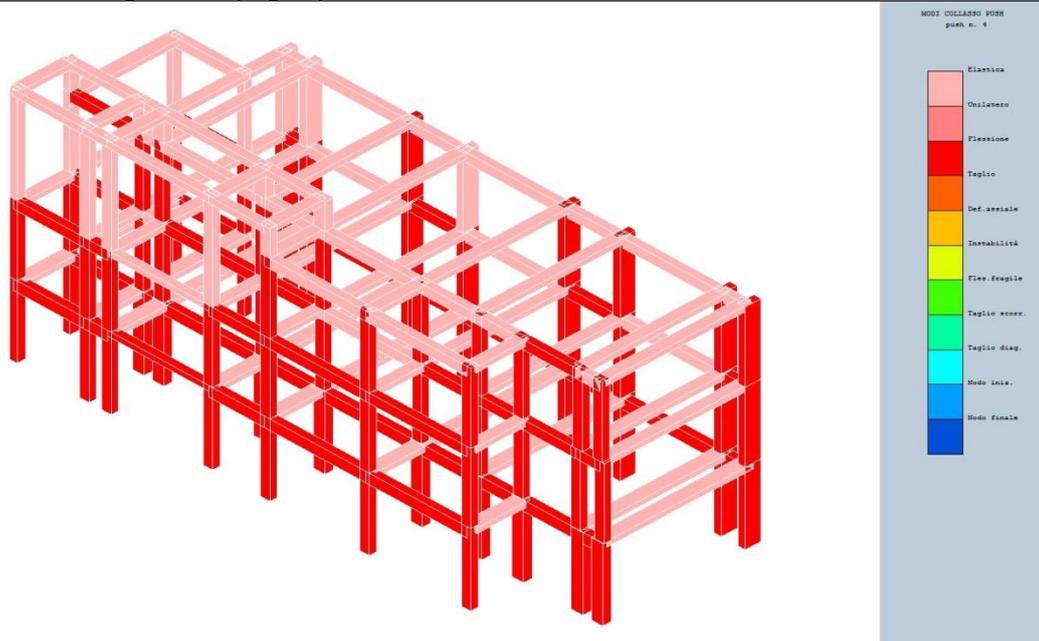


Fig. 20 - Modi di collasso aste in c.a. Push n° 4 Y-Y

**Fattori Di Struttura E Indici Di Rischio Ai Diversi Stati Limiti.**

I fattori di struttura calcolati con Analisi Statica Non Lineare risultano essere rispettivamente:

- Analisi con meccanismi fragili pari a  $q = 1,0$ ;
- Analisi con meccanismi duttili pari a  $q = 2,9$

**D.5) VALORI DI PGA E INDICI DI RISCHIO FINALI**

Si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi Indici di Rischio ai diversi Stati Limiti nelle due condizioni di analisi.

**D.1a) - RISULTATI ANALISI GLOBALE MECCANISMI FRAGILI**  
**Pil.+Nodi non conf. ( Modello a plast. Concentrata )**

STATO LIMITE	CAPACITA'					DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	PUSH OVER		PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,078	0,117	10	2	FX(+) Modo+ecc	0,096	1.50	0,144	45	<b>0,812</b>
SLD	0,078	0,117	10	2	FX(+) Modo+ecc	0,123	1.50	0,185	75	<b>0,634</b>
SLV	0,078	0,099	10	2	FX(+) Modo+ecc	0,296	1.28	0,379	712	<b>0,263</b>

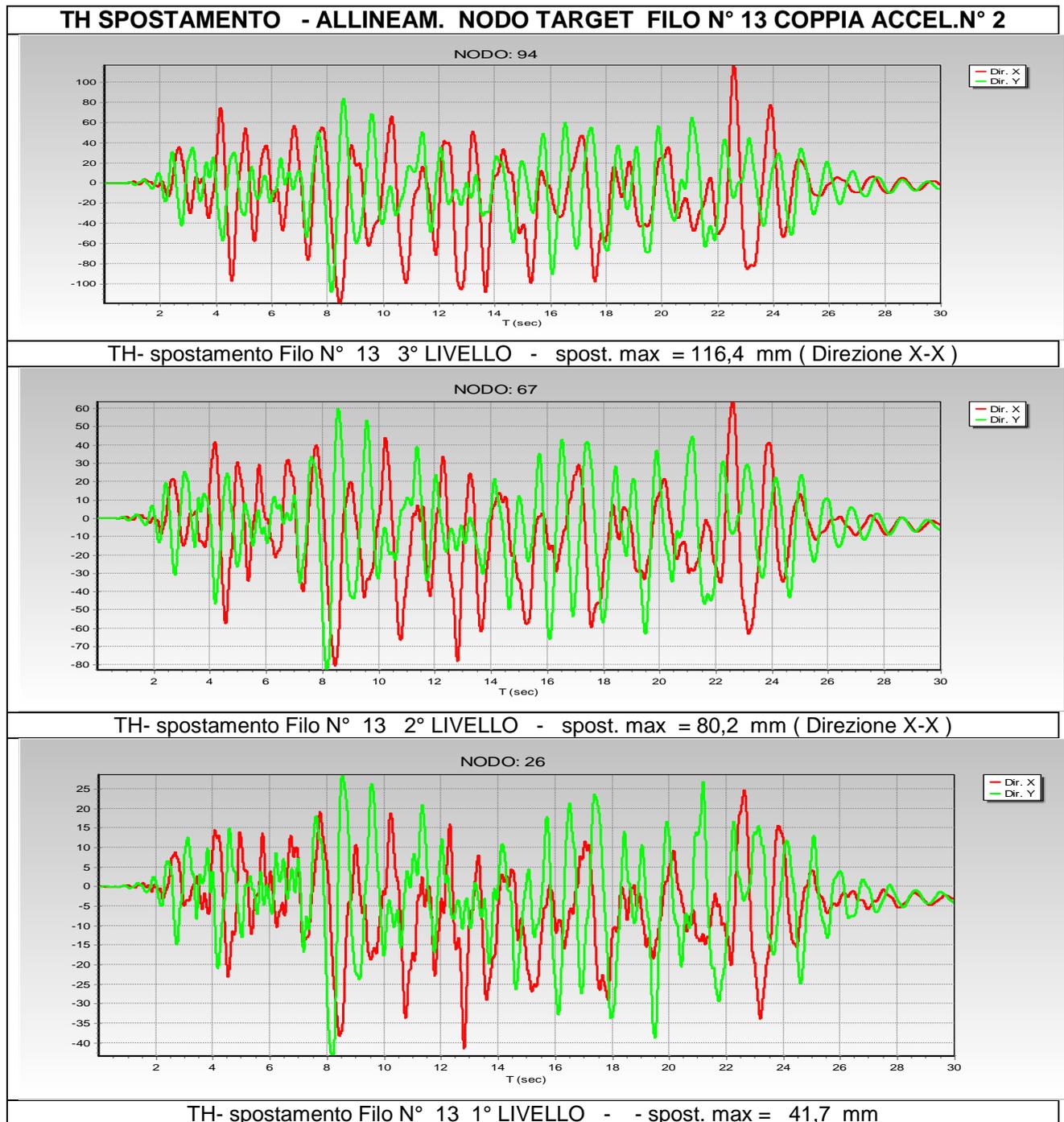
( I valori delle PGA di capacità ai diversi S.L. sono ricavati in via convenzionale assumendo, per il sito in considerazione la soglia inferiore dei valori delle tabelle di Normativa )

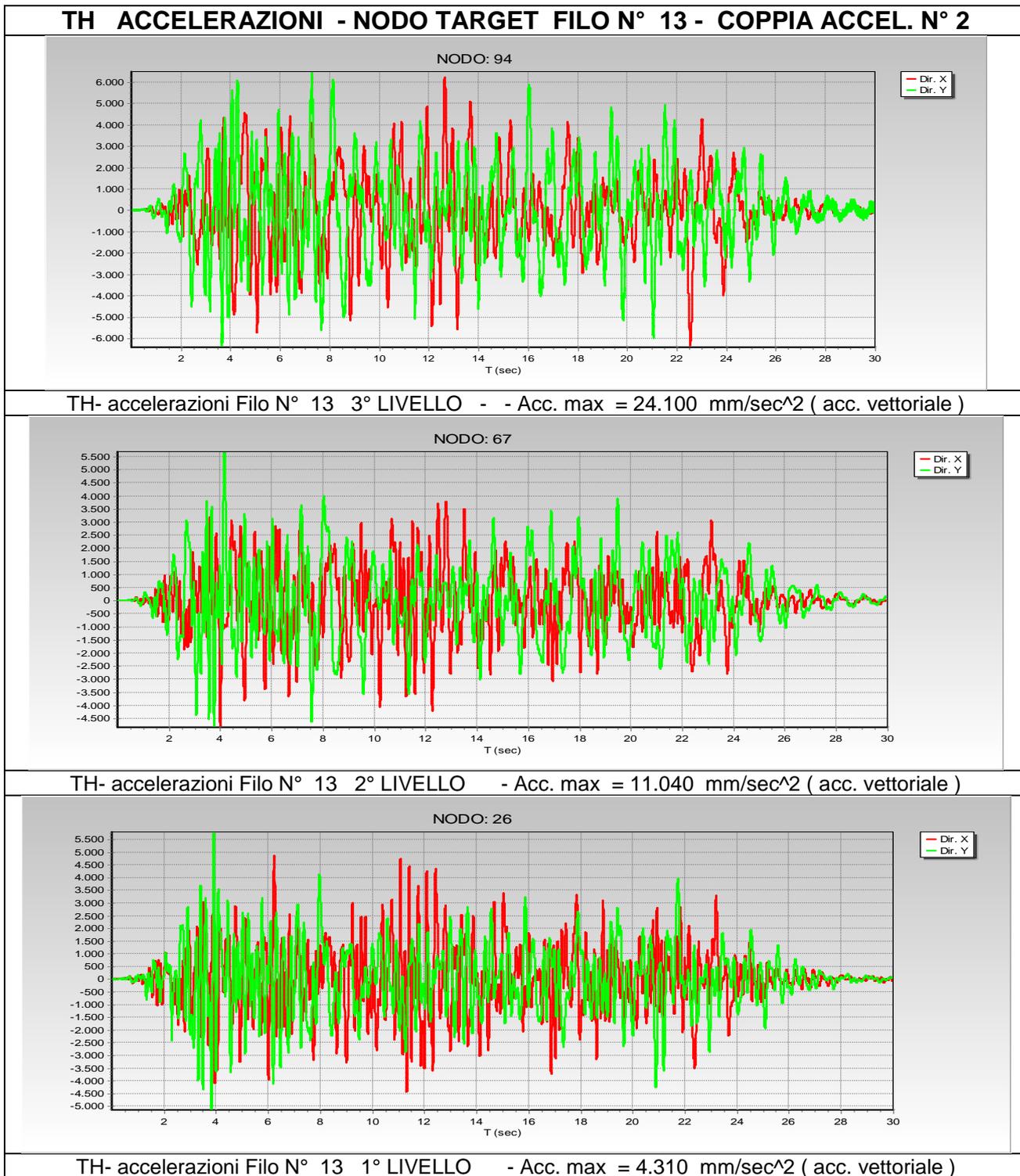
**D.2b) - RISULTATI ANALISI GLOBALE MECCANISMI DUTTILI**  
**Valori di PGA e Indici di rischio Meccanismi Duttili ( Modello a plast. Concentrata )**

STATO LIMITE	CAPACITA'					DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	PUSH OVER		PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,078	0,117	24	10	FX(-) Modoecc	0,096	1.50	0,144	45	<b>0,812</b>
SLD	0,093	0,139	42	10	FX(-) Modoecc	0,123	1.50	0,185	75	<b>0,759</b>
SLV	0,160	0,205	136	4	FY(-) Modo-ecc	0,296	1.28	0,379	712	<b>0,540</b>

**D.5 ) RISULTATI TIME HISTORY DI SPOSTAMENTO.**

Facendo riferimento allo SLV assunto come SL di comparazione, per ciascuna A.D.N.L. condotta con integrazione al passo delle equazioni del moto, vengono ricavate le Time History di spostamento e di accelerazione del Punto target rappresentativo della struttura, posizionato in prossimità del baricentro del 3° impalcato (Filo N° 13). Su questo, per ciascuna TH sono determinati gli spostamenti max. (e le max. accelerazioni) ottenuti con la applicazione degli accelerogrammi di progetto.





**VALORI MAX. SPOSTAMENTO. CONFRONTO ASNL - ADNL**

Le risposte in termini di spostamento max. della struttura secondo le due direzioni principali ottenute con le procedure di Analisi Statica Non Lineare ( Modello a plasticità concentrata) risultano confrontabili ed in coerenza con i valori delle domande di spostamento ottenuti come media dei massimi riferiti al punto target prescelto delle **Analisi Dinamica Non Lineare**.

## III-5.E

## RISULTATI ANALISI STRUTTURA

**- CORPO E**

- Modello 3D a Piano rigido

Per il Corpo E Sala Comune si riportano i Dati generali della Struttura nella Tabella che segue.

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	31,50	Altezza edificio (m)	13,20
Massima dimens. dir. Y (m)	15,75	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	13,62446	Latitudine Nord (Grd)	42,00963
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	SI	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	45,00
Accelerazione Ag/g	0,10	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,34	Fv	0,98
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,45	Periodo TD (sec.)	1,99
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,12	Periodo T'c (sec.)	0,29
Fo	2,32	Fv	1,10
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,46	Periodo TD (sec.)	2,09
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,80	Periodo di Ritorno Anni	47,00
Accelerazione Ag/g	0,10	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,34	Fv	0,99
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,45	Periodo TD (sec.)	2,00
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 1			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	2,76		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 2			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Pareti
AlfaU/Alfa1	1,00	Fattore riduttivo KW	0,50
Fattore di struttura 'q'	1,20		
PARAMETRI DI CALCOLO SLITTE ISOLATORI SISMICI			
Ripartiz. P/Delta Testa:	0,50	Ripartiz. P/Delta Piede :	0,50
Coeff. di Attrito :	0,01		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fundament.:	1,30
Livello conoscenza	LC3		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

### E.5.1 – ANALISI LINEARE STATICA PER SOLI CARICHI VERTICALI

Si effettua una verifica della struttura nelle condizioni attuali secondo le procedure delle N.T.C. 2008 per soli carichi gravitazionali. si ottengono i risultati riportati nelle immagini che seguono nelle quali a **colore rosso** sono indicate le aste che non verificano la condizione  $D/C < 1$  mentre a colore verde sono riportate le membrature che verificano la condizione  $D/C < 1$ .

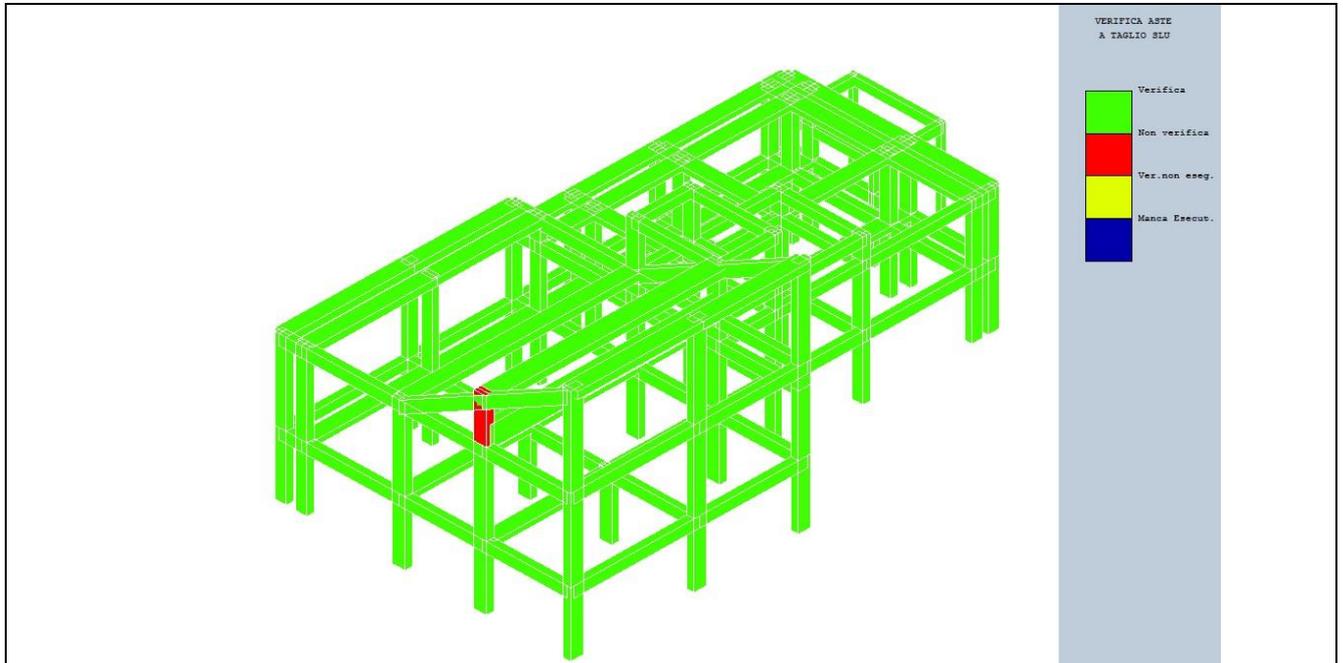


Fig. 5 - VERIFICHE STRUTTURA PER SOLI CARICHI VERTICALI – VERIFICHE SLU A TAGLIO-TORSIONE

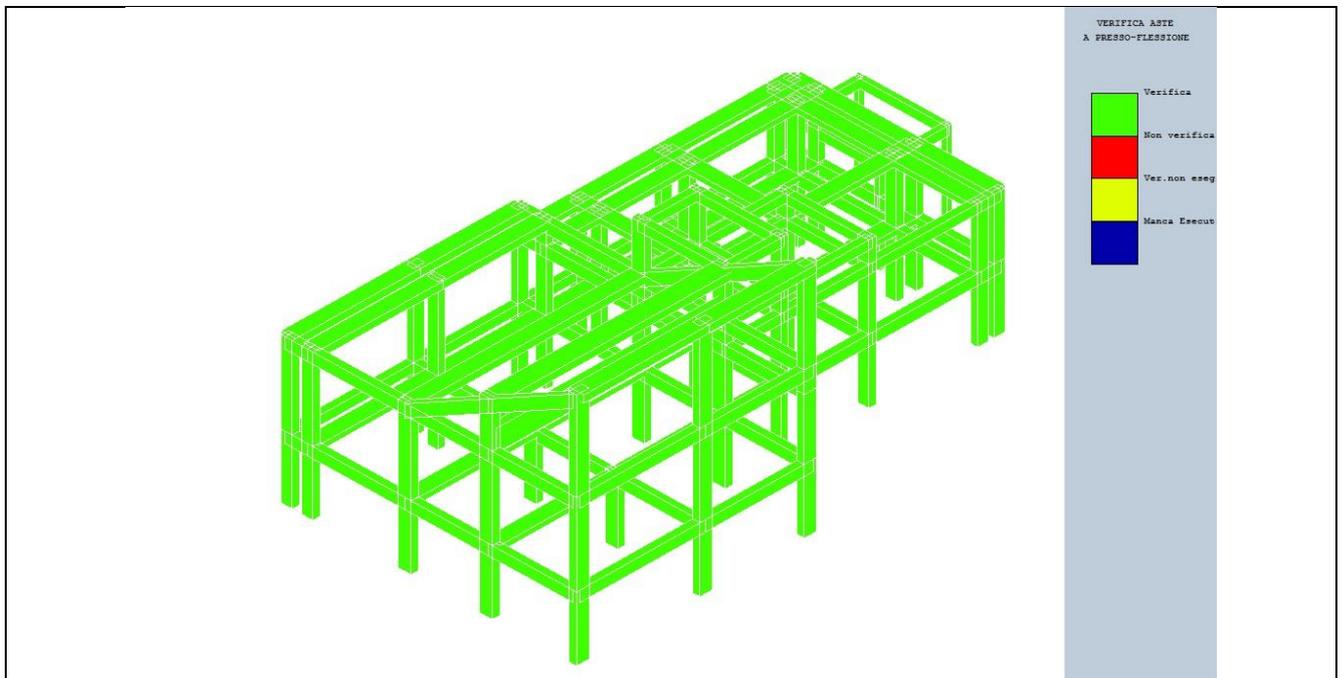


Fig. 6 – VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

E' presente una sola asta che non verifica la condizione  $D/C < 1$

### LA STRUTTURA VERIFICA LA CONDIZIONE $D/C < 1$ PER CARICHI VERTICALI

## MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA

### E. 5.2 - ANALISI DINAMICA LINEARE.

#### 5.2.1 – Preliminare dinamica modale.

La analisi dinamica modale è condotta fino alla definizione dei parametri dinamici relativi al 6° modo di vibrare nel caso di edifici a tre piani ( 2 piani x 3 gradi di libertà con piano infinitamente rigido). Nella parte preliminare della relazione TABULATI DI CALCOLO, sono riportate le diverse Tabelle di sintesi della elaborazione ed i grafici che descrivono i risultati di calcolo ottenuti. Ad esse si rimanda per ogni ulteriore delucidazione.

In dettaglio, si sono rilevate le seguenti caratteristiche dinamiche.

La struttura di tre piani fuori terra, si presenta irregolare in pianta ed in elevazione. La distribuzione di carico sui piani risulta di tipo prevalente superficiale in pianta. Il Baricentro Masse presente ai tre livelli si discosta con una certa eccentricità rispetto alla posizione del Baricentro Rigidezze.

#### BARICENTRI MASSE – RIGIDENZE DI PIANO

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE														
IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FleX (kN*m)	Rig.FleY (kN*m)	RigTors. (kN*m)	r / Is
1	3,60	6406,75	15,12	9,96	14,41	9,69	-0,71	-0,27	15,75	27,85	69501	106801	12513275	1,17
2	8,20	4729,93	8,78	6,74	12,93	9,11	4,15	2,37	15,75	20,75	23818	32067	2673081	1,21

Risulta in parte soddisfatta la condizione di adeguata rigidezza Torsionale, come rapp. tra il raggio torsionale ( min.  $r_x, r_y$  ) della struttura ed il raggio di inerzia polare delle masse ( art. 7.4.3.1 NTC 2008).

- 1° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 1,17 > 0,80$
- 2° Livello – Rapp. =  $r_{min}/I_s = 1,21 > 0,80$

Risulta totalmente soddisfatta la condizione di ridotto valore del rapp. Teta =  $P/\Delta < 0,1$  e si ritiene di poter definire per la azione sismica un fatt. di incremento pari a 1,00

Dall' esame della TABELLA MODI DI VIBRARE STRUTTURA, si trova che il primo modo di vibrare, è di tipo roto-traslazionale prevalentemente secondo X-X, con un periodo proprio di circa  **$T_1=0,39$  sec.**; il secondo modo di vibrare avviene con componente roto-traslazionale e con periodo proprio di circa  **$T_2= 0,34$  sec.**, mentre il terzo modo di vibrare è del tipo traslazionale secondo Y-Y e con periodo  **$T_3= 0,23$  9ec.**. Infine, il 4° modo di vibrare avviene con componente roto-traslazionale inversa e con periodo  **$T_4= 0,12$  sec.**

Nelle Tabelle FATTORI DI PARTECIPAZIONE E FORZE DI PIANO sono riportati, per le due direzioni principali e per ciascun modo di vibrare, i valori dei coeff. di partecipazione modale ed i valori delle masse modali efficaci associate a ciascun modo.

**Con sisma in direzione 0° X-X** si presentano i seguenti modi di vibrare con rispettive percent. di massa eccitata:

- 1° modo ( roto-traslaz.) -  $M_{ecc1X-X} = 55,4 \%$  della massa totale;
- 2° modo ( roto-traslaz. ) -  $M_{ecc2X-X} = 24,4 \%$  della massa totale;

**Con sisma in direzione 90° Y-Y** si presentano i seguenti valori di massa eccitata per i diversi modi di vibrare:

- 2° modo (traslazionale) -  $M_{ecc2Y-Y} = 40,4 \%$  della massa totale;
- 3° modo (traslazionale) -  $M_{ecc3Y-Y} = 30,9 \%$  della massa totale;

La struttura ha un comportamento complesso, con significative componenti roto-traslazionali sia per sisma in direzione X-X che sisma in direzione Y-Y. I valori di periodi di vibrazione dei primi modi sono inferiori alla soglia di  $T_c = 0,52$  sec. dello Spettro Elastico di riferimento ( SLV ) di inizio del ramo a velocità costante. La struttura non risulta in generale rispettare i requisiti di applicazione di cui all' art. 7.3.4 delle N.T.C. 2008. Si ritiene tuttavia di poter comunque procedere con Analisi Statica Non Lineare, affiancata da Analisi Dinamica Lineare Modale, per la determinazione degli Indici di rischio Alfa ai vari S.L., con la avvertenza di assumere i risultati delle A.S.N.L. con la opportuna cautela ed in via molto conservativa.

#### D.5.2.2 - Analisi dinamica lineare con fattore di struttura q

Le analisi sono condotte su modello 3D con Modulo elastico ridotto:

- Travi  $E_r = 50\% E$
- Pilastrini  $E_r = 70\% E$

Si procede nella Analisi Dinamica Lineare con fattore di struttura **q** per SLV, riducendo il valore della accelerazione PGA al suolo fino all'eventuale conseguimento della condizione di Verifica di Resistenza  $D/C < 1$  sia per meccanismi fragili che per meccanismi duttili. La riduzione della PGA di danno viene perseguita mediante aumento del valore della Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_r$  della accelerazione di danno fino ad una soglia convenzionale per la quale risulta soddisfatta la verifica  $D/C$ , per tener conto delle modifiche introdotte sullo spettro elastico di riferimento in conseguenza dei diversi Tempi di ritorno dei sisma di progetto adottato.

**Mecc. Fragili :  $q = 1,5$  - Meccanismi Duttili :  $q = 2,76$ .**

Per entrambe le analisi lineari si riduce la PGA fino alla soglia convenzionale del 92% di  $P_r$ , corrispondente ad una accelerazione su suolo classe A pari a:  $a_g = 0,077 g$ . Tale valore costituisce il valore minimo convenzionale di Tabella di Normativa, per un Tempo di ritorno minimo pari a  $T_r = 30$  anni.

Con  $P_r = 92\%$  non risultando soddisfatte le verifiche  $D/C < 1$  per i meccanismi duttili M-N con  $q = 2,76$  e per meccanismi fragili con  $q = 1,5$ .

**ANALISI DINAMICA LINEARE SLV – con Fattore di Struttura:**

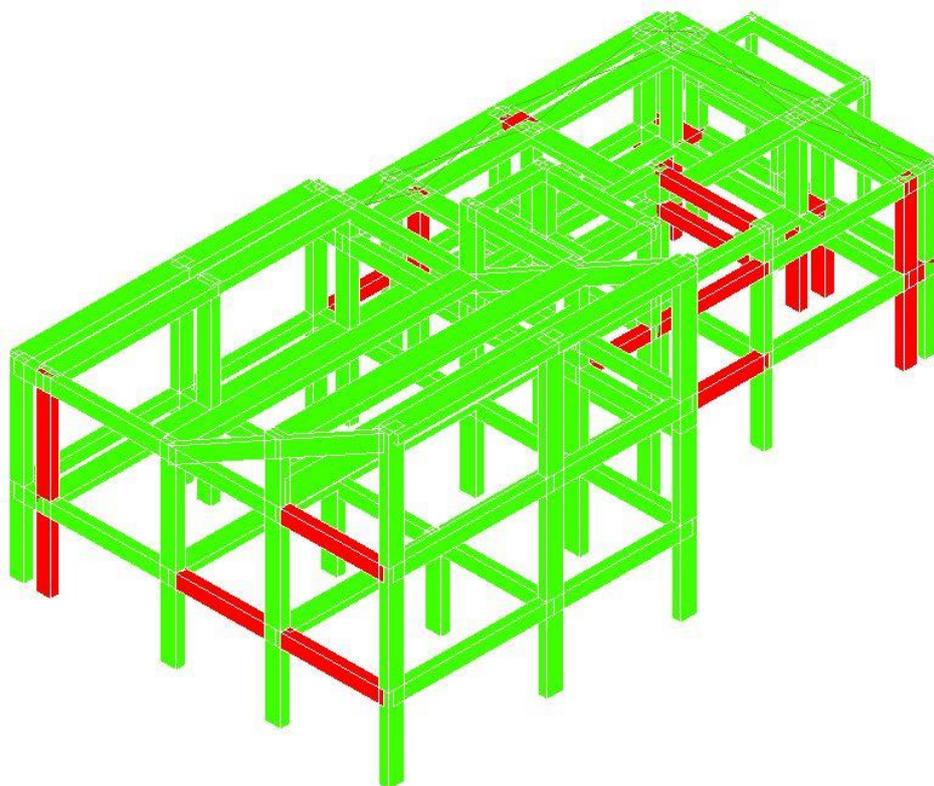


Fig. 10 - VERIFICHE PRESSO-FLESSIONE M-N mecc. duttili coeff.  $q=2,76$   $PGA_C = =0,007 \times 1,28 = 0,089$  g

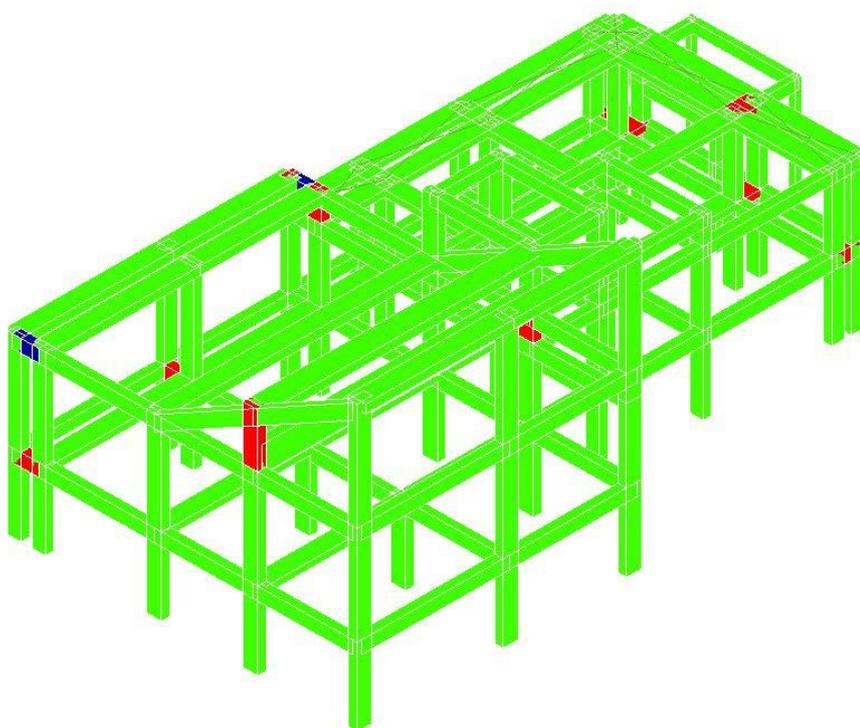


Fig. 11 - VERIFICHE TAGLIO-TORSIONE. V-T mecc. fragili coeff  $q=1,5$  -  $PGA_C = =0,007 \times 1,28 = 0,089$  g

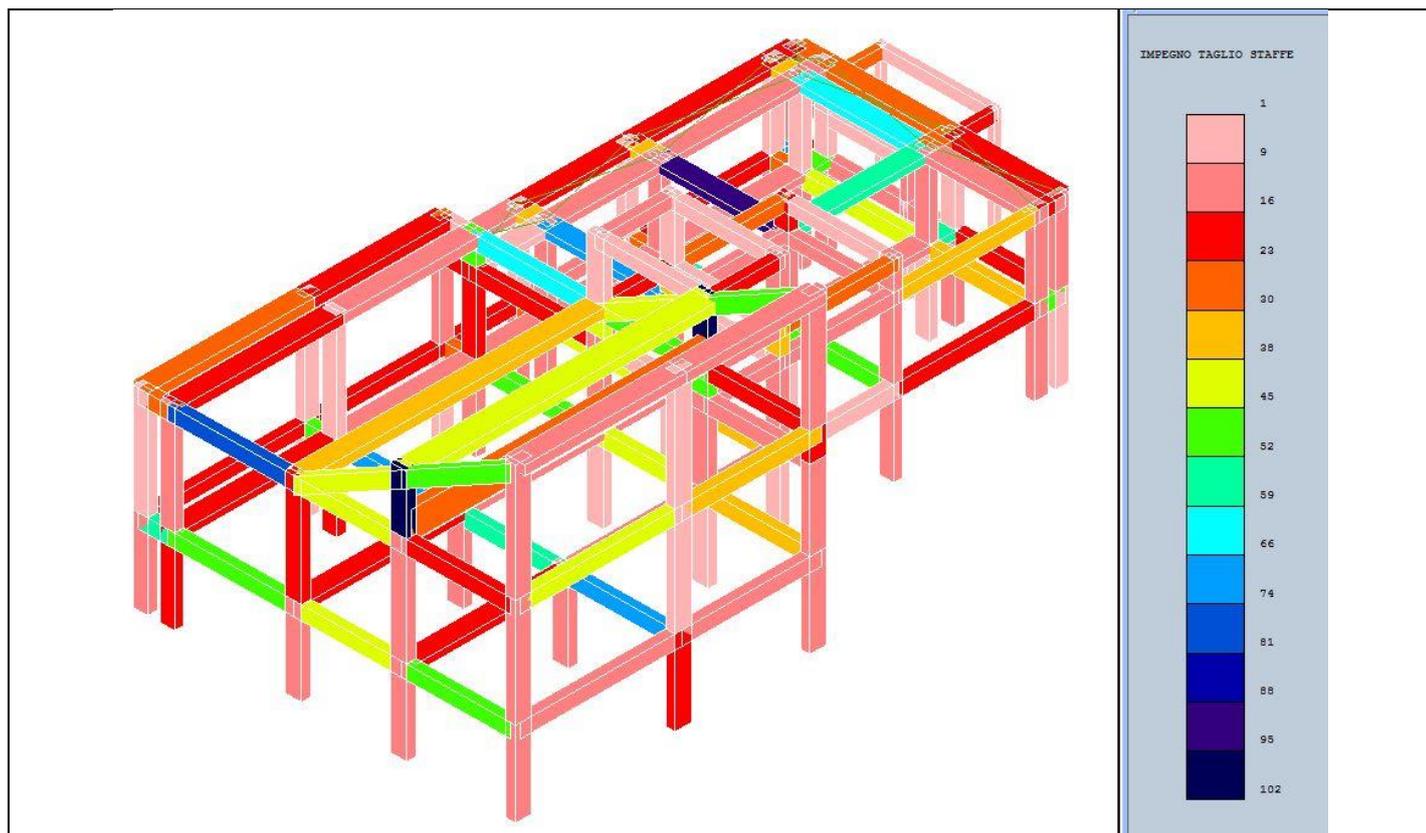


Fig. 12 - VERIFICHE TAGLIO-TORSIONE – Impegno a taglio staffe [ % sfruttamento staffe] -

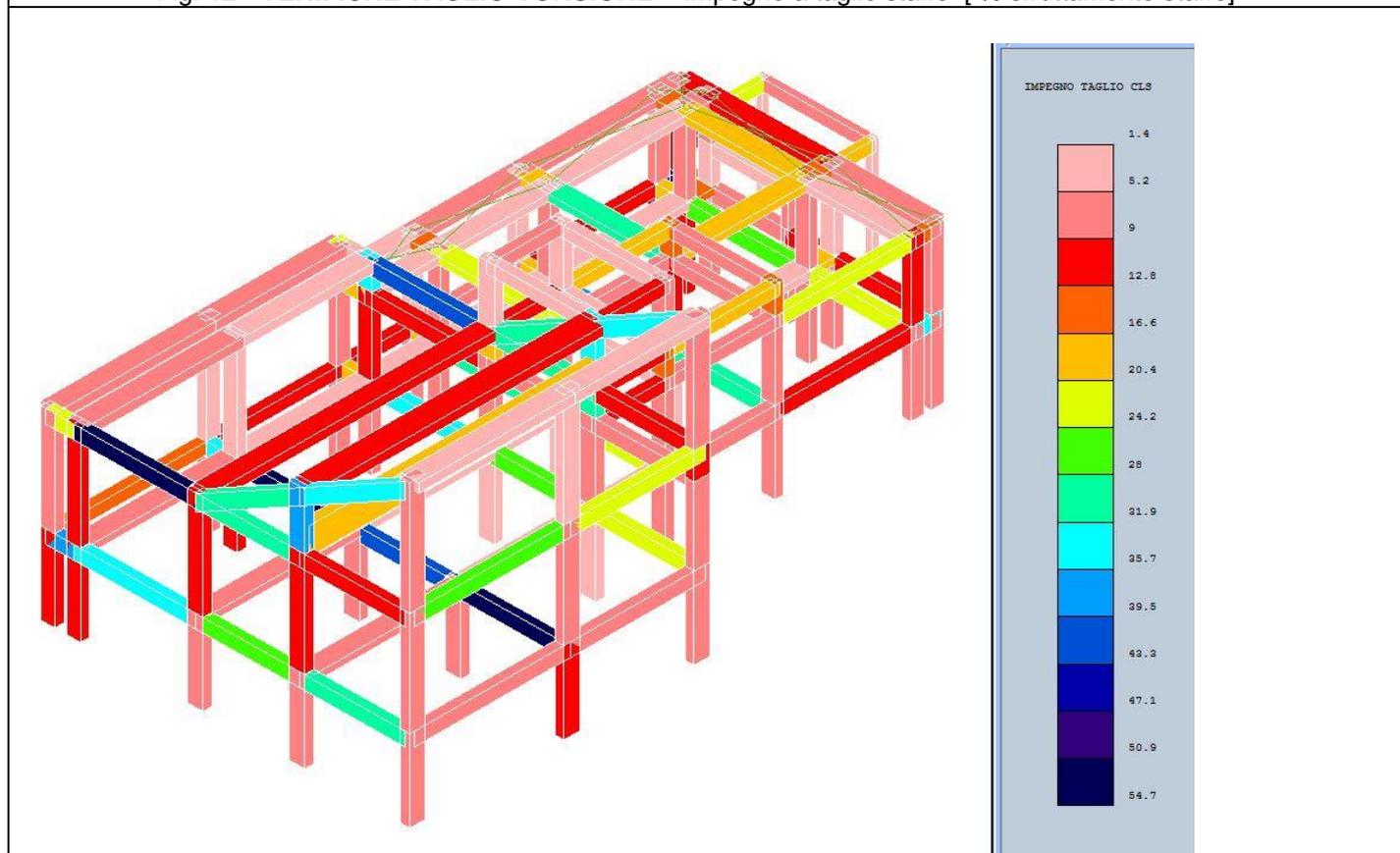


Fig. 13 - VERIFICHE TAGLIO-TORSIONE – Impegno a taglio calcestruzzo [ % sfruttamento CLs]

Si assume come accelerazione di danno per entrambi i meccanismi ( Mecc. Duttile - Mecc. Fragili ) il valore convenzionale di riferimento per suolo di classe A pari a  $a_g = 0.077 \text{ g}$  e si determina il valore dell' Indice di Rischio  $I_r$  assumendo le seguenti PGA in termini di Capacità –Domanda della struttura.

**VALORI ACCELERAZIONE AGGANCIO SPETTRO ELASTICO CAPACITA –DOMANDA :**

**CAPACITA ( Valore Convenzionale ):** Duttile  $q = 2,76$  - Fragile  $q = 1,5$ :

$a_g = 0,077 \text{ g}$

Prob. Pr = 92 % - Ss = 1,28 - St = 1,0 Fo = 2,391:

**$PGA_C = 0,077 \times 128 \times 1,0 = 0,099 \text{ g}$**

**DOMANDA**

$a_g = 0,296 \text{ g}$

Prob. Pr = 10 % - Ss = 1,28 - St = 1,0 Fo = 2,383:

**$PGA_D = 0,296 \times 1,28 \times 1,0 = 0,378 \text{ g}$**

Per tali valori di acc. attesa con probabilità di superamento > 92% la struttura presenta le seguenti condizioni di Verifica:

$Q = 2,76$  – Mecc. Duttile: Verifiche Presso-Flessione  $D/C > 1,0$  ( MANCATA VERIFICA )

$Q = 1,5$  – Mecc. Fragile: Verifiche Taglio-Torsione  $D/C > 1,0$  ( MANCATA VERIFICA )

**ADL - SLV : - Indice di rischio:  $I_r = PGA_C / PGA_D = 0,099 / 0,378 = 0,26$**

Il valore dell' Indice di Rischio  $I_r < 0,30$  per meccanismi fragili e per mecc. duttili risulta assunto in modo convenzionale in quanto le tabelle di normativa si fermano al tempo di ritorno minimo  $T_r = 30$  anni cui corrisponde una percentuale di superamento convenzionale del 92%.

Ulteriori riduzioni del tempo di ritorno portano ad una Percentuale di superamento della accelerazione di riferimento del tutto fittizia e priva di significato fisico.

### D.5.3 – ANALISI NON LINEARE STATICA - Pushover.

#### 5.3.1 Procedura di ASNL

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi e le considerazioni relative. Queste analisi sono raccolte e organizzate nelle Tabelle e grafici che compongono la parte seconda della relazione **TABULATI DI CALCOLO** Cap. ANALISI STATICA NON LINEARE, della struttura esaminata ed a queste si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.

La struttura ha un comportamento roto-traslazionale con incidenza sensibile di moti rotazionali sia in direzione X-X che con sismi in direzione Y-Y. I periodi di vibrazione dei primi modi risultano superiori alla soglia di  $T_c = 0,52$  sec. dello Spettro Elastico di riferimento ( SLV ).

Date le caratteristiche dinamiche della struttura, la A.S.N.L. assume un valore convenzionale per una valutazione qualitativa della risposta sismica in campo non lineare.

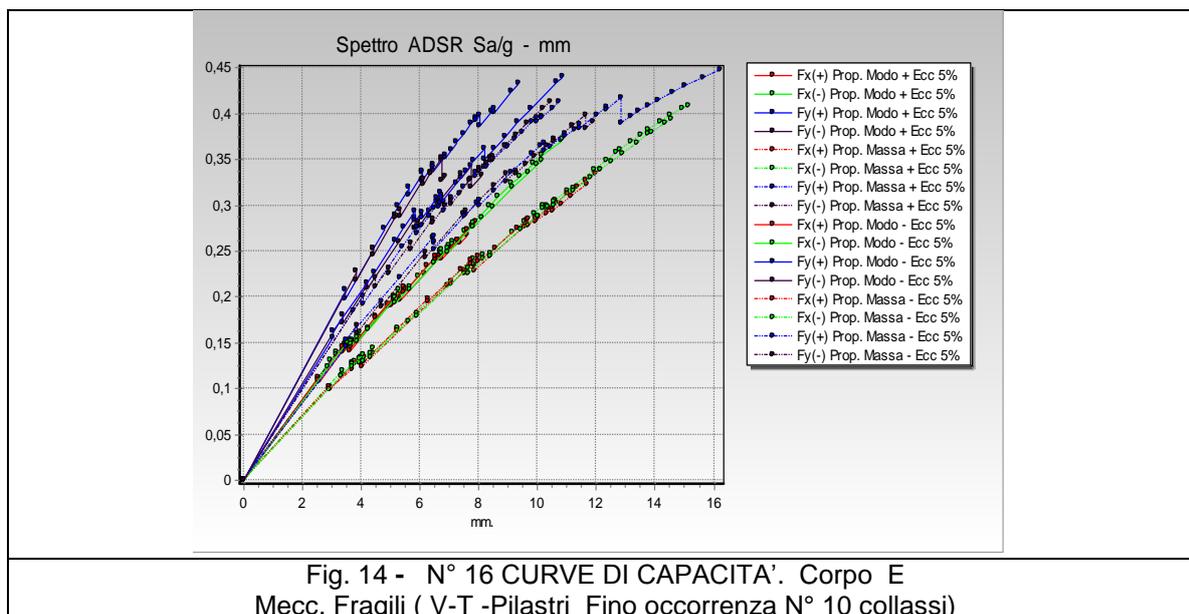
Si è proceduto con le convenzionali due distinte analisi di spinta, assumendo due comportamenti strutturali diversi per misurare le effettive vulnerabilità e risorse duttili presenti.

- Una prima analisi è stata condotta su un modello 3D nel quale erano presenti ed attivabili meccanismi fragili di Taglio-Torsione su travi e pilastri e mecc. Fragili di nodo non confinato.

Una seconda ASNL è stata condotta sul modello 3D nel quale sono stati inibiti tutti i meccanismi fragili presenti e abilitati i soli meccanismi duttili delle cerniere plastiche di estremità delle aste.

Nelle Fig. 14 – 15 sono riportate rispettivamente le curve di capacità ottenute nelle due distinte procedure

#### MODELLO CON MECCANISMI FRAGILI



Nella A.S.N.L. su modello con meccanismi fragili la Analisi Non Lineare è stata spinta fino alla occorrenza di N° 10 meccanismi per consentire di individuare una capacità di spostamento significativa e misurabile. Ciò perchè la occorrenza del 1° meccanismo, in alcune Pushover determinava la immediata interruzione degli steps di carico al primo passo di analisi.

## MODELLO CON SOLI MECC. DUTTILI

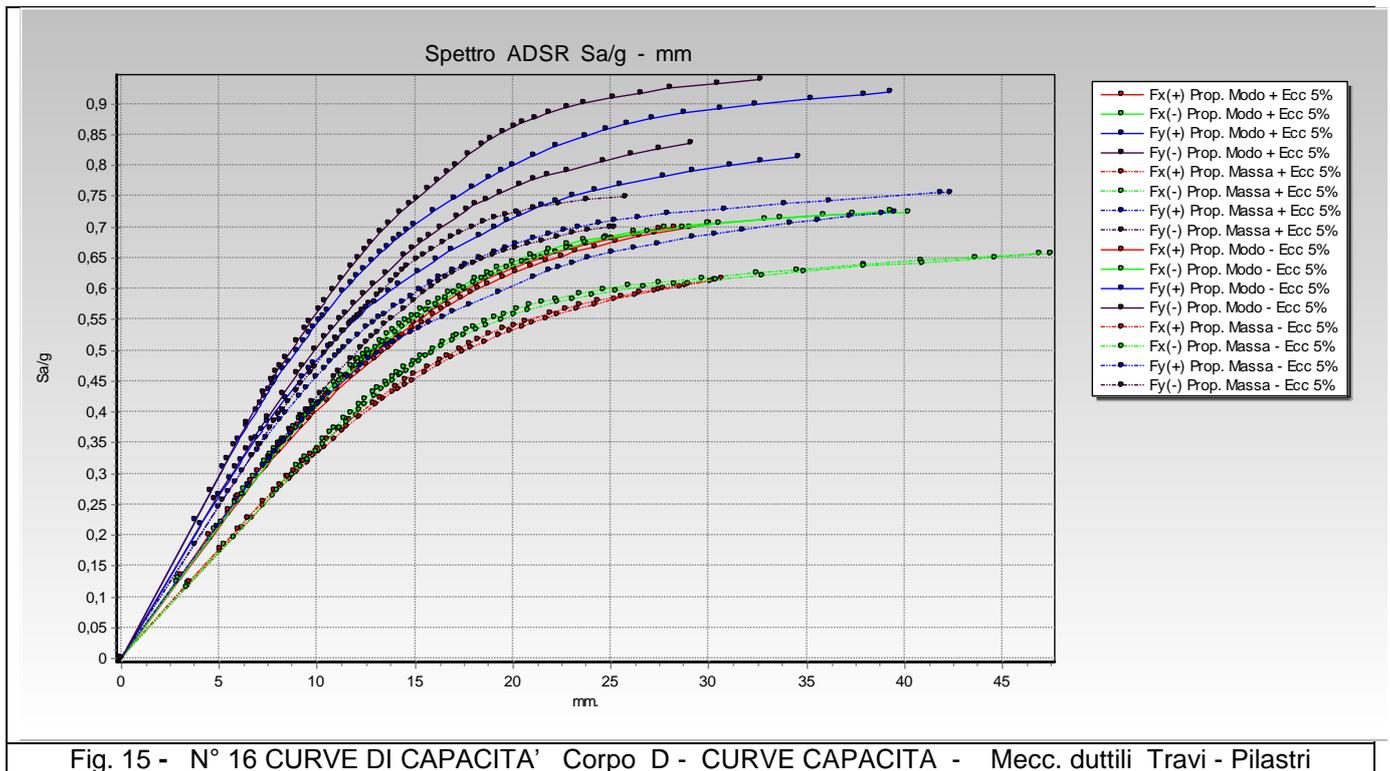


Fig. 15 - N° 16 CURVE DI CAPACITA' Corpo D - CURVE CAPACITA - Mecc. duttili Travi - Pilastrri

I risultati per le due procedure sono ampiamente descritti nelle Relazioni e TABULATI DI CALCOLO e ad essi si rimanda per gli opportuni approfondimenti.

In particolare si possono fare le seguenti osservazioni.

#### Procedura di analisi sul modello con meccanismi fragili di nodo non confinato+ V-T Pilastrri.

Nella analisi dei meccanismi fragili le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati e di Taglio-Torsione nelle travi corte che collegano i pilastrri gemelli ravvicinati. Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Nella fig. 14 si riportano le curve di capacità ottenute su questo modello. Anche in questo caso si rileva che le curve di capacità ottenute nelle procedure di spinta incrementale nelle due direzioni principali X-X e Y-Y sono abbastanza simili e mostrano tutte una repentina interruzione con la occorrenza di discontinuità con ginocchi quando le curve si trovano ancora nel tratto iniziale ad andamento praticamente lineare. Anche per questa struttura la crisi avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di Taglio alla base e ridotte capacità di spostamento.

#### Procedura di analisi su modello con meccanismi duttili.

Nella procedura di analisi sul modello in cui sono inibiti i meccanismi fragili di nodo e quelli di Taglio-Torsione su Travi e Pilastrri e sono attivabili i solo i meccanismi duttili localizzati nelle cerniere plastiche alle estremità delle aste, si analizza la capacità strutturali, assumendo la ipotesi di aver realizzato interventi di rinforzo per Taglio-Torsione sulle aste e rinforzo dei nodi non confinati critici. I risultati di tale analisi sono riportati nella fig. N° 15 nella quale si osserva come il comportamento strutturale per tutte le curve di capacità sia decisamente migliorato, con significativo incremento sia

del valore del Taglio resistente alla base che delle capacità di spostamento misurate sul punto target di controllo.

La struttura presenta in questa seconda procedura una sostanziale omogeneità di comportamento nelle due direzioni principali.

Con sisma nella direzione X-X i valori di Taglio alla base ottenuti risultano di poco inferiori rispetto a quelli ottenuti con sisma nella dir. Y-Y mentre risultano di poco superiori le capacità di spostamento rispetto a quelle con sisma Y-Y . Complessivamente, con sisma con direzione X-X la struttura manifesta una superiore capacità dissipativa rispetto al comportamento con sisma nella direzione Y-Y . L' esame delle Tabelle e Grafici dell' Allegato TABULATI DI CALCOLO sopra richiamato, mette in luce quanto segue.

**5.3.2.1 Analisi Su Modello Con Meccanismi Fragili (Nodi non confinati+ V-T Pilastrì) .**

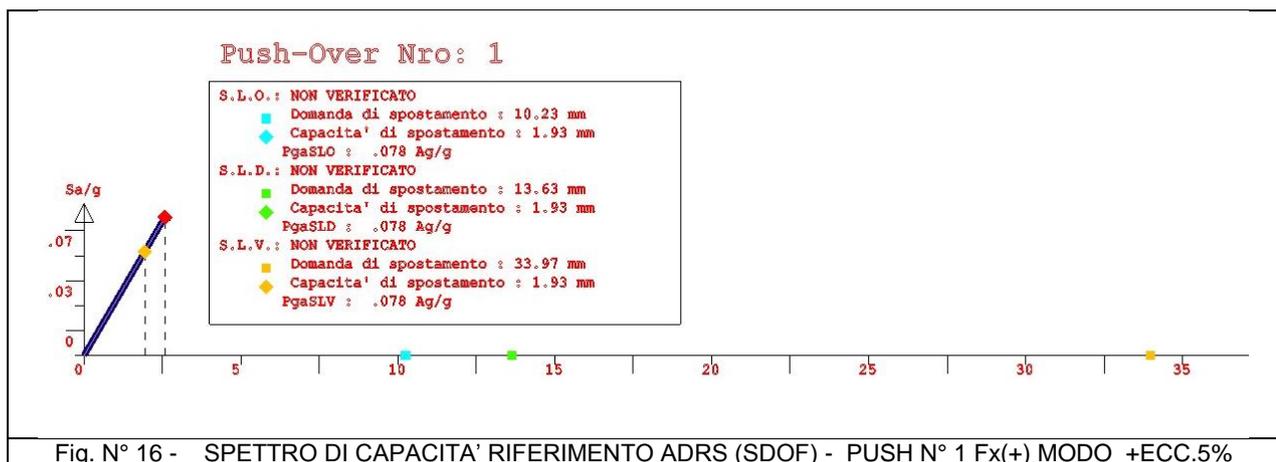
**i) Nella direzione X-X** , assumendo la PUSH N° 1, i valori degli spostamenti di danno risultano molto modesti a causa della occorrenza quasi immediata delle rotture per meccanismi fragili di Nodo al livello del Primo Solaio. Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL , fino alla occorrenza dei primi N° 10 meccanismi fragili risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 13,0$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 2,4$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 17,1$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 2,4$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 42,7$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 2,4$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 96,3 ton.**

**ii) Nella direzione Y-Y**, la struttura risulta avere un comportamento analogo e confrontabile con quello per sisma in dir. X-X.

Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare ( determinato alla occorrenza del primi 10 mecc. di collasso fragile ) risulta essere pari a  $q_x = 1,0$ , inferiore rispetto al valore proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi fragili  $q = 1,5$  per la occorrenza del primo mecc. Fragile. Si riporta nella Fig. 16 la curva di PUSHOVER N° 1 significativa del comportamento strutturale del modello 3D con presenza di meccanismi fragili e la repentina interruzione sul tratto di curva ad andamento praticamente lineare.



Nella fig. 17 si riporta il modello 3D con la indicazione della mobilitazione dei meccanismi fragili trazione-compressione delle bielle di cls nei nodi non confinati e nel quale si rileva a colore azzurro la mobilitazione dei meccanismi fragili al 1°, 2° e 3° Livello. La crisi della struttura avviene quando essa si trova ancora in campo elastico. In definitiva, la comparsa di collassi fragili rende praticamente

inutilizzabili le risorse di duttilità che la struttura potrebbe mobilitare mediante la plasticizzazione degli altri elementi, la quasi totalità dei quali si trovano ancora in campo elastico

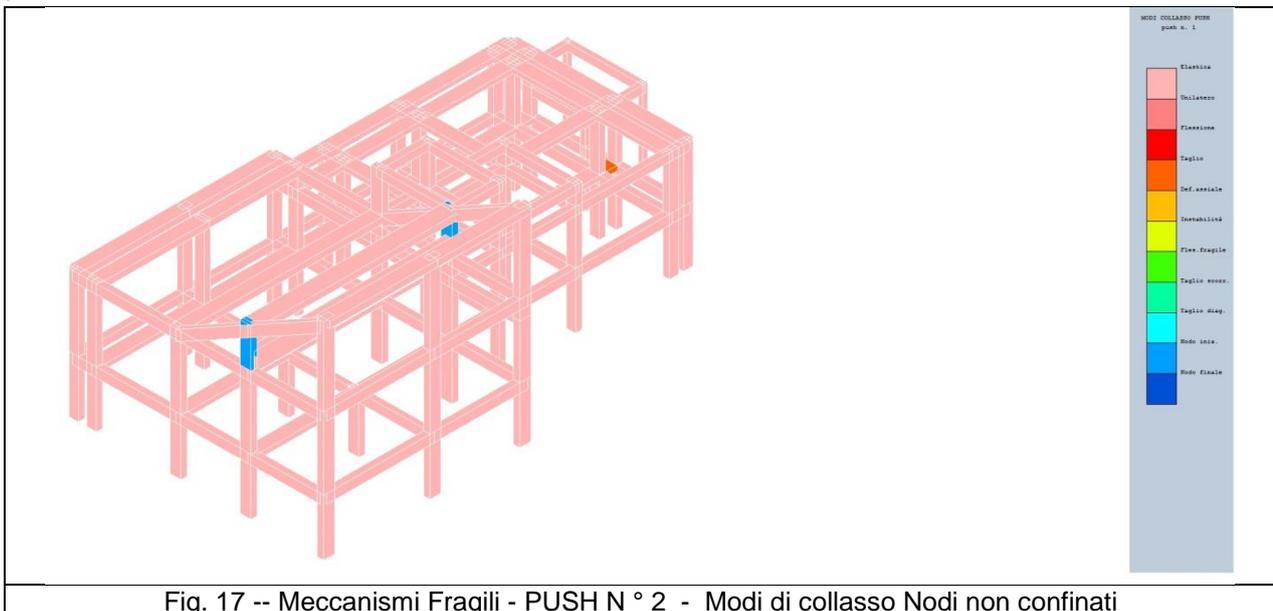


Fig. 17 -- Meccanismi Fragili - PUSH N° 2 - Modi di collasso Nodi non confinati

### 5.3.2.2 Analisi Su Modello Con Meccanismi Duttili

Nel modello con inibizione dei meccanismi fragili dei Nodi non confinati e mecc. fragili di V-T su travi e pil., si trova un deciso miglioramento delle capacità strutturali. In questo caso infatti la struttura dimostra di raggiungere, per tutte le N° 16 curve di spinta e per ciascuno degli stati limiti fissati, valori superiori degli indici di rischio, in alcuni casi si raggiungono valori di  $I_r > 1,0$  per le condizioni di SLV e di SLE ( SLO e SOD ). Per SLV e SLD ed SLO la struttura presenta valori di Indici di rischio non trascurabili, evidenziando in questo modo una sensibile capacità dissipativa nelle condizioni di sismi piu severi ( SLV ) ed una ridotta deformabilità per sismi modesti, con la possibilità di contenere il danno degli elementi non strutturali entro limiti di normativa e modesta entità.

**i) Nella direzione X-X,** i valori delle PGA di danno alle diverse condizioni di SL risultano quasi sempre superiori rispetto ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81%.

In particolare si rileva che, per SLV alcuni degli Indici di rischio Alfa risultano essere superiori all'unità evidenziando che, per sismi con direzione X-X la condizione di salvaguardia della vita è garantita o prossima all'unità una volta che si è provveduto ad eliminare tutti i meccanismi fragili dei nodi non confinati, i meccanismi fragili di taglio-Torsione nelle travi e Pilastri.

I valori minimi di  $PGA_C / PGA_D$  che portano al raggiungimento degli Stati Limiti di riferimento si raggiungono nella PUSH N° 5 (X-X) Massa +5% ecc.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 13 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda  $DD_{SLO} = 10,3$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLO} = 20,6$  mm;
- SLD - Domanda  $DD_{SLD} = 13,2$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLD} = 20,6$  mm;
- SLV - Domanda  $DD_{SLV} = 32,8$  mm - Capacità di spostamento  $DC_{SLV} = 25,1$  mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 679,8 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a **D<sub>y</sub> = 17 mm.**

**ii) Nella direzione Y-Y**, la struttura risulta manifestare una maggiore vulnerabilità. Come per la direzione X-X, i valori delle PGA di danno alle diverse condizioni di SL risultano in generale sempre superiori ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81% nel periodo V<sub>r</sub>, tranne che per la PUSH N°8 per la quale si determina il valore dell' Indice di Rischio minimo allo SLV per la struttura..

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul **modello MDOF** in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 15 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda DD<sub>SLO</sub> = 8,0 mm - Capacità di spostamento DC<sub>SL</sub> = 17,0 mm;
- SLD - Domanda DD<sub>SLD</sub> = 10,1 mm - Capacità di spostamento DC<sub>SLD</sub> = 17,0 mm;
- SLV - Domanda DD<sub>SLV</sub> = 25,3 mm - Capacità di spostamento DC<sub>SLV</sub> = 23,0 mm;

Il Taglio alla base risulta raggiungere il valore di **T = 779,4 ton.**

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla Curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a **D<sub>y</sub> = 15 mm.**

Il fattore di struttura calcolato con analisi statica non lineare, con sisma nelle due direzione X-X e Y-Y risulta essere mediamente a **q<sub>push</sub> = 1,8**. Il valore è inferiore a quello proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi duttili con fattore di struttura ( q-max = 3,0 ) e inferiore al valore piu cautelativo considerato nel calcolo e determinato secondo le Linee Guida della regione lazio ( **q<sub>duttili</sub> = 2,76** ).

Le capacità dissipative ipotizzate convenzionalmente in normativa risultano per questa struttura sovrastimate rispetto alle capacità effettivamente mobilitabili. Anche le capacità duttili della struttura, determinate come rapporto tra lo spostamento ultimo rispetto allo spostamento sul ginocchio di snervamento della Cura di capacità risultano essere non elevate e mediamente pari a **Mu = 2,1**.

Nella fig. N° 18 si riporta una curva di capacità rappresentativa del comportamento della struttura con la mobilitazione dei soli meccanismi duttili per rotazione alla corda (PUSH N°9) e la inibizione dei meccanismi fragili .

In essa sono indicati con appositi simboli a colore i punti di corrispondenza delle PGA<sub>C</sub> di capacità della struttura ed i corrispondenti valori di domanda PGA<sub>D</sub> relativi alle tre condizioni di Stato Limite ( SLO, SLD, SLV ).

Nella analisi del modello con inibizione dei meccanismi fragili di nodo non confinato (meccanismi duttili) si rileva il deciso aumento delle capacità sia in termini di taglio alla base che di spostamento ultimo della struttura. Tale circostanza è riscontrabile in tutte le curve di capacità del modello nel quale sono interdette le attivazioni dei meccanismi fragili .

Nella Fig.19 si riportano i grafici di impegno plastico e meccanismi di collasso. I grafici sono emblematici dei guadagni in termini di capacità di spostamento e di Taglio alla base ottenuti a seguito della eliminazione dei meccanismi fragili citati.

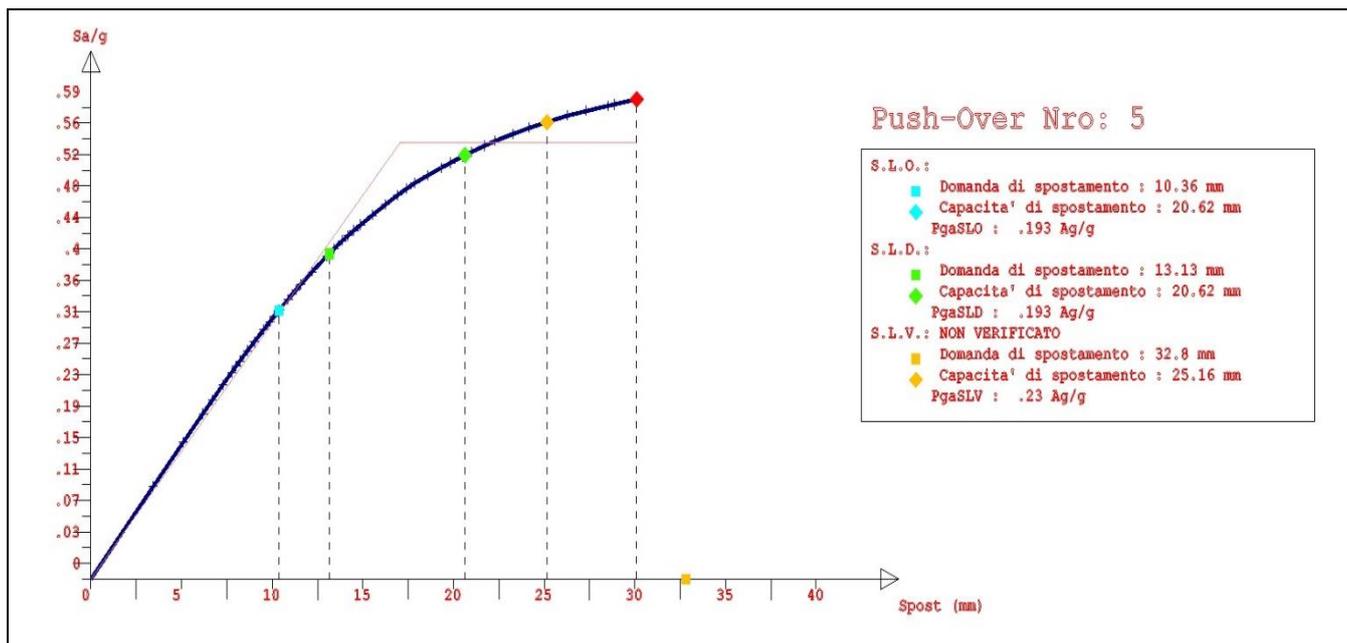


Fig. N° 18 - SPETTRO DI CAPACITA' DUTTILE - PUSH N° 5 FX () Modo - ECC.5%

Fig. 19 - ANALISI MECCANISMI DUTTILI PUSH N° 15 FY(+) Massa- ecc.

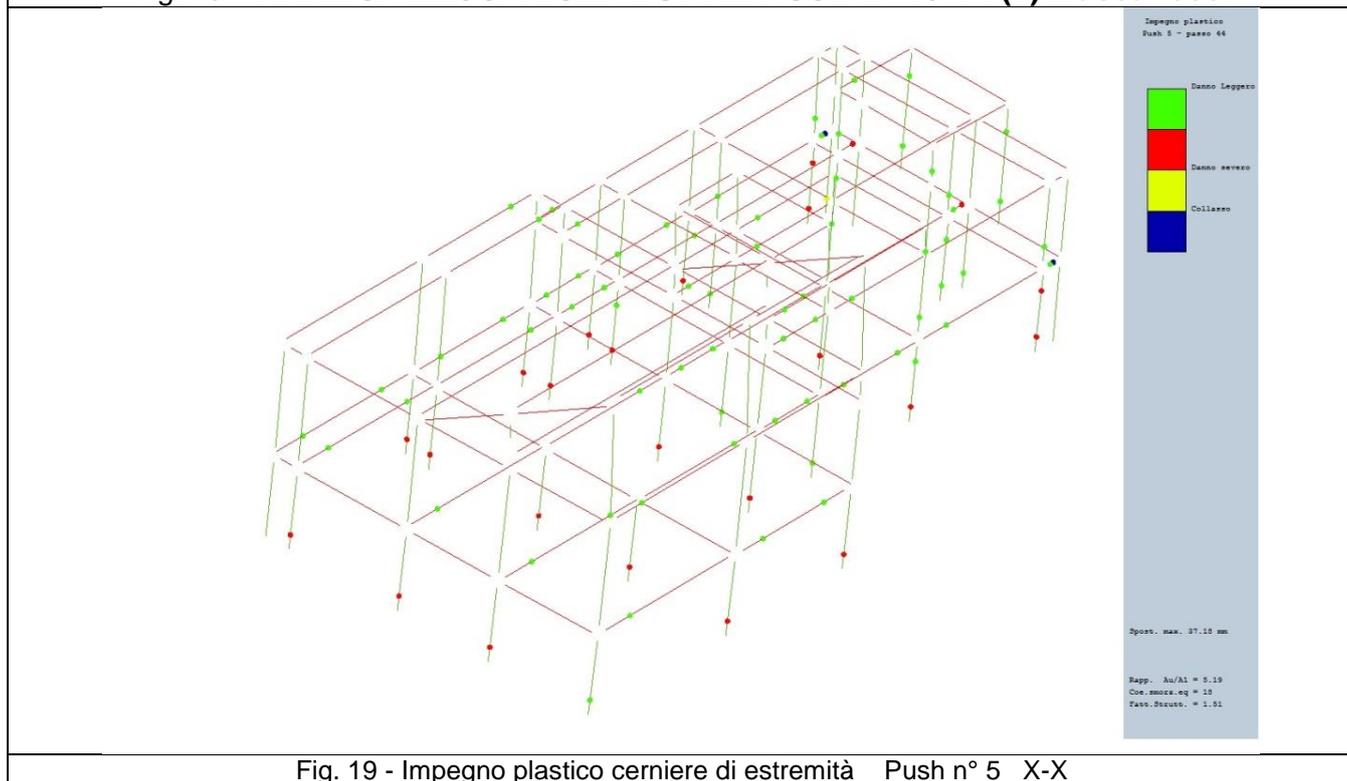
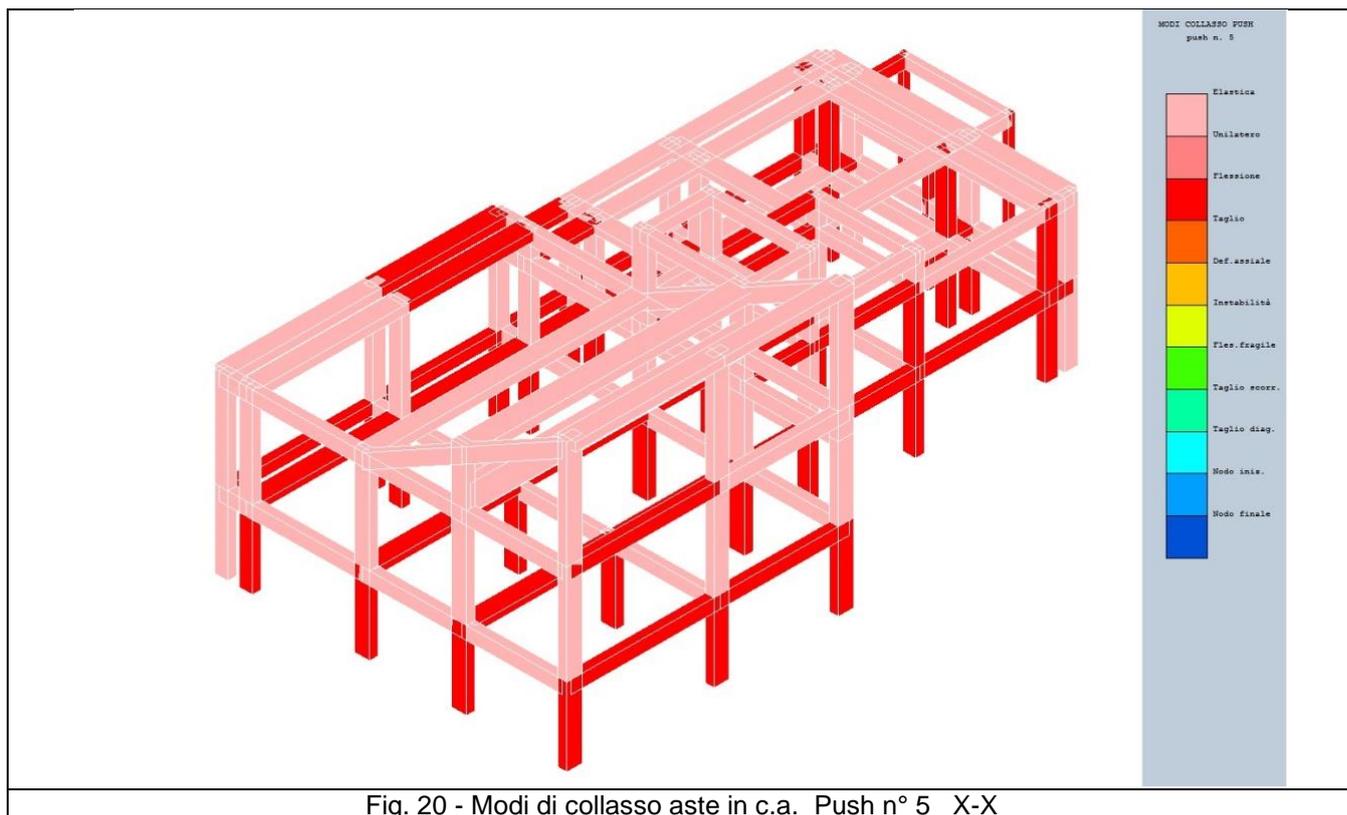


Fig. 19 - Impegno plastico cerniere di estremità Push n° 5 X-X



#### Fattori Di Struttura E Indici Di Rischio Ai Diversi Stati Limiti.

I fattori di struttura calcolati con Analisi Statica Non Lineare risultano essere rispettivamente:

- Analisi con meccanismi fragili pari a  $q = 1,0$ ;
- Analisi con meccanismi duttili pari a  $q = 1,8$

### E.1) VALORI DI PGA E INDICI DI RISCHIO FINALI

Per la determinazione degli Indici di Rischio ai diversi S.L. si assumono i valori ottenuti con A.S.N.L. su Modello a plasticità concentrata per condizione di attivazione meccanismi fragili ( Nodi+ Pil.).

#### E.1a) - RISULTATI ANALISI GLOBALE MECCANISMI FRAGILI

Travi+Pil.+Nodi non conf. ( Modello a plast. Concentrata )

STATO LIMITE	CAPACITA'				DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	PUSH OVER N° Profilo F.O.	PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,078	0,117	7	1 FX(+) Modo+ecc	0,096	1.50	0,144	45	0,812
SLD	0,078	0,117	7	1 FX(+) Modo+ecc	0,123	1.50	0,185	75	0,634
SLV	0,078	0,099	7	1 FX(+) Modo+ecc	0,296	1.28	0,379	712	0,263

( I valori delle PGA di capacità ai diversi S.L. sono ricavati in via convenzionale assumendo, per il sito in considerazione, la soglia di accelerazione su suolo rigido inferiore dei valori delle tabelle di Normativa, relativa al periodo Tr = 30 anni

Per la determinazione degli Indici di Rischio ai diversi S.L. nel caso di attivazione soli meccanismi duttili si ottengono i seguenti valori di accelerazione di attivazione.

#### E.2b) - RISULTATI ANALISI GLOBALE MECCANISMI DUTILI

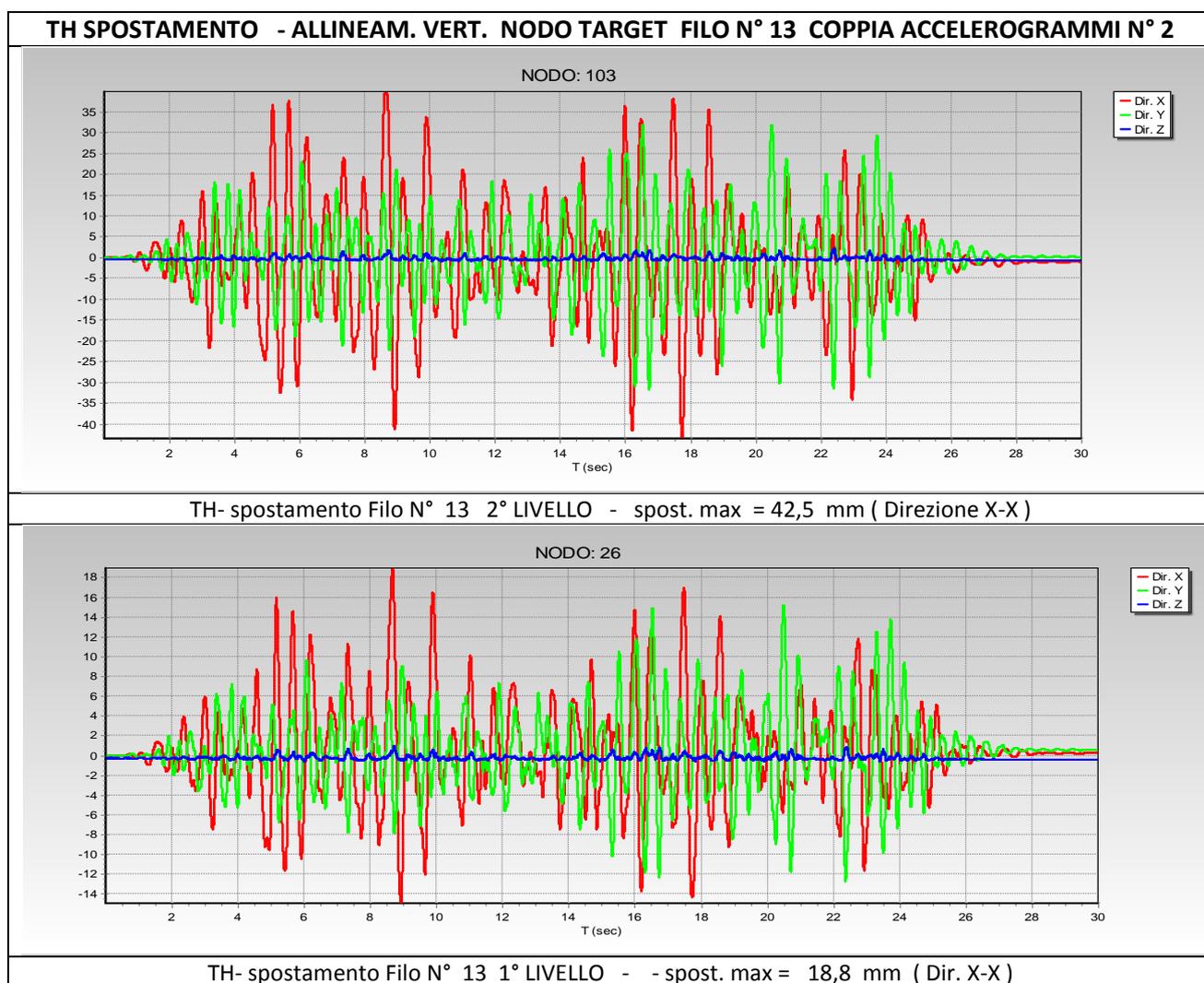
( Modello a plasticità concentrata )

STATO LIMITE	CAPACITA'				DOMANDA				I. Rischio PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub>
	PGA <sub>C</sub> suolo classe A	Capacità PGA <sub>C</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RC</sub>	PUSH OVER N° Profilo F.O.	PGA <sub>D</sub> suolo classe A	Fatt. Stratigr- Topogr. S*xSt	Domanda PGA <sub>D</sub> al suolo	Tempo ritorno T <sub>RD</sub>	
SLO	0,193	0,289	214	5 FX(-) Massa+ecc	0,096	1.50	0,144	45	2,009
SLD	0,193	0,289	214	5 FX(-) Massa+ecc	0,123	1.50	0,185	75	1,568
SLV	0,230	0,295	346	5 FX(-) Massa+ecc	0,296	1.28	0,379	712	0,777

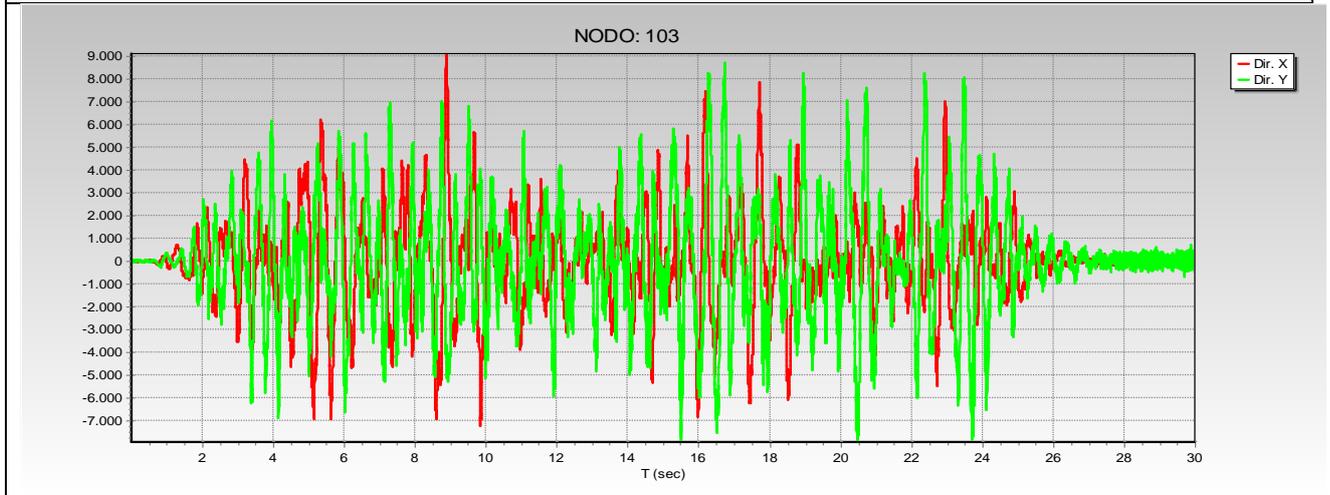
**D.5 ) RISULTATI TIME HISTORY DI SPOSTAMENTO.**

Facendo riferimento allo SLV assunto come SL di comparazione, per ciascuna A.D.N.L. condotta con integrazione al passo delle equazioni del moto, vengono ricavate le Time History di spostamento e di accelerazione dei due Punti target rappresentativi della struttura, posizionati in prossimità del baricentro del 2° impalcato e del 1° impalcato ( Filo N° 13 ). Su questi, per ciascuna TH sono determinati gli spostamenti max. (e le max. accelerazioni) ottenuti con la applicazione degli accelerogrammi di progetto.

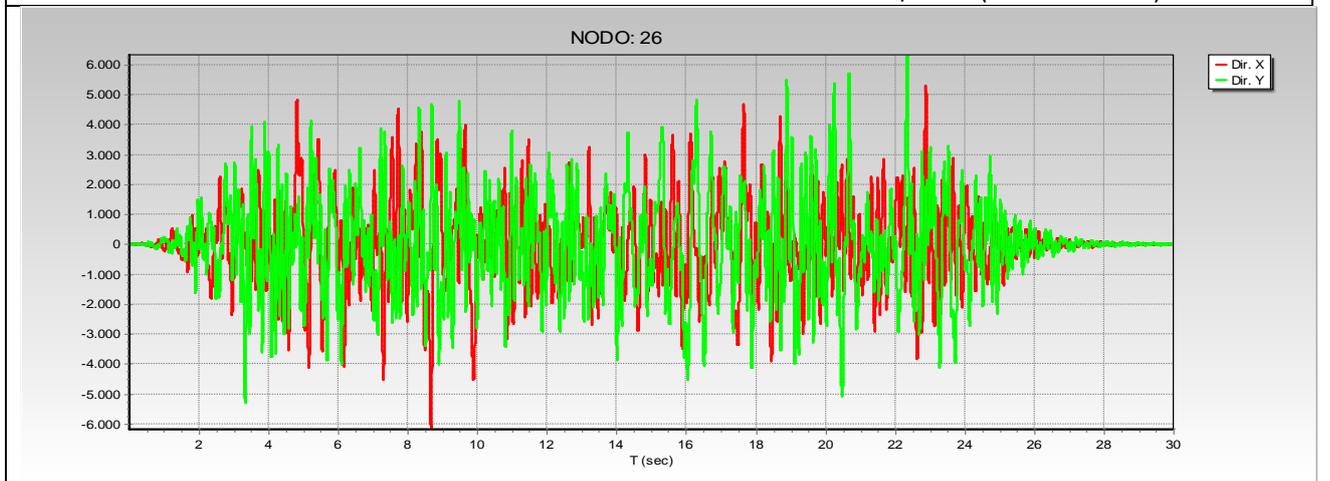
Si riportano di seguito i risultati relativi alla applicazione della coppia di accelerogrammi n° 3 che si considera come significativa del comportamento dinamico della struttura con la rappresentazione delle TH di spostamento e di accelerazione sulla verticale del Filo N° 13 ai tre livelli dell' edificio.



**TH ACCELERAZIONI - ALLINEAM. VERT. NODO TARGET FILO N° 13 - COPPIA ACCELEROGRAMMI N° 3**



TH- accelerazioni Filo N° 13 2° LIVELLO - Acc. max = 13.410 mm/sec<sup>2</sup> ( acc. vettoriale )



TH- accelerazioni Filo N° 13 1° LIVELLO - Acc. max = 5.510 mm/sec<sup>2</sup> ( acc. vettoriale )

**VALORI MAX. SPOSTAMENTO. CONFRONTO ASNL - ADNL**

I valori medi di spostamento dei punti Target ottenuti con ADNL sono confrontati con i valori di Domanda di Spostamento ottenuti nelle procedure di ASNL ( Modello a plasticità concentrata Solutore CDS).

Le risposte in termini di spostamento max. della struttura secondo le due direzioni principali ottenute con le procedure di Analisi Statica Non Lineare ( Modello a plasticità concentrata) risultano confrontabili ed in coerenza con i valori delle domande di spostamento ottenuti come media dei massimi riferiti al punto target prescelto delle **Analisi Dinamica Non Lineare**. Si rileva la coerenza del profilo dei valori max. degli spostamenti ed accelerazioni di piano ricavati sulla verticale N° 13 dei tre impalcati e secondo le due direz. Principali X-X Y-Y, con la ipotesi della 1° Forma modale traslazionale assunta nella esecuzione delle A.S.N.L.

## III-6

## CONCLUSIONI - IPOTESI DI INTERVENTO

**6.1- Finalità di intervento Miglioramento- Adeguamento Sismico.**

La ipotesi di adeguamento-miglioramento sismico deve avere come obiettivo, oltre che conferire alla struttura la capacità di resistere ai sismi severi con probabilità di accadimento del 5% e 10%, anche la operatività della struttura in qualsiasi condizione di impiego. Tale obiettivo si consegue mirando a ridurre gli spostamenti in modo da mantenere, ove possibile, le strutture originarie in campo elastico e tali da non prevedere danni, sia alle opere strutturali che alle opere accessorie non strutturali ed impianti, aumentando anche le capacità dissipative della nuova struttura eventualmente con interventi di mitigazione sismica passiva..

Tutte le considerazioni sopra richiamate portano alla conclusione che nel caso in esame, risulti agevole definire un progetto di rinforzo strutturale secondo l'art. 8.4.2 del D.M. 14/01/2008 e Circ. 617/2009, che consenta di raggiungere il livello minimo di miglioramento sismico secondo l'art. 8.4.1 con la esecuzione di interventi importanti ma sempre di livello non proibitivo. Il costo dell'intervento sarà naturalmente commisurato al livello di prestazione richiesto con un impegno modesto di spesa nel caso di opere che consentano un semplice miglioramento ( fino alla soglia Alfa= 0,60 o di poco superiore ) ed un costo di intervento più elevato nel caso si persegua il totale adeguamento strutturale, come di seguito sarà più in dettaglio rappresentato.

**6.2 – Conclusioni generali sullo Stato di Fatto.**

Sulla base delle analisi effettuate si riscontra che l'edificio destinato a Scuola Media MARRUVIUM nel Comune di San Benedetto Dei Marsi presenta, come era da attendersi, **livelli di vulnerabilità sismica differenziati per le diverse strutture che compongono il complesso edilizio**. Nelle procedure di analisi di Vulnerabilità Sismica condotte si sono evidenziati, in alcuni casi, modesti deficit in riferimento agli Stati Limiti di Esercizio (SLO, SLD) mentre più marcati si sono rilevati i deficit per gli Stati Limiti Ultimi ( SLV ), prevalentemente per attivazione dei meccanismi fragili di taglio-Torsione di alcune membrature e meccanismi di compressione-trazione bielle c.l.s. nei nodi non confinati.

Per alcuni Corpi di fabbrica non risulta soddisfatta la verifica per soli carichi Gravitazionali e pertanto la struttura, nelle componenti per le quali tale circostanza si presenta, non può essere messa in esercizio con Agibilità Temporanea senza interventi preventivi tesi a migliorare le resistenze delle membrature ai carichi gravitazionali, prevalentemente per V-T. Si deve segnalare il fatto che la campagna di indagini condotta per accertare le capacità resistenti dei solai del complesso scolastico ha condotto ad una confortante conclusione. La generalità dei solai in latero-cemento presenti nel complesso risulta soddisfare le condizioni di sicurezza e si richiedono eventualmente solo modesti interventi per eliminare problemi di tipo locale.

Le Verifiche di Vulnerabilità Sismica per meccanismi fragili sono state condotte con la presenza nei modelli 3D dei meccanismi fragili di nodo non confinato e dei meccanismi fragili di taglio-Torsione nelle travi e pilastri. Esse hanno evidenziato valori modesti di capacità di spostamento delle diverse strutture che compongono il complesso scolastico ( Corpi A-B-C-D-E ) rispetto alla domanda di spostamento per i sismi di progetto per SLV a causa della immediata occorrenza di meccanismi fragili di compressione-trazione del c.l.s. nei nodi non confinati e V-T su travi e pilastri in c.a..

Le successive analisi per accertare le capacità di spostamento della struttura con meccanismi duttili, condotte sui modelli a plasticità concentrata (cerniere plastiche alle estremità delle aste e Solutore CDSWIN ) hanno messo in evidenza un comportamento generalizzato e riguardante tutti i corpi di fabbrica in varia misura, decisamente più performante, con la mobilitazione,

in alcuni casi, di non trascurabili capacità delle strutture a resistere ai sismi di progetto. In questa seconda condizione, per alcuni corpi di fabbrica si sono raggiunti valori unitari degli Indici di rischio ai diversi S.L. evidenziando un totale adeguamento sismico. .

Le condizioni riscontrate nei diversi corpi di fabbrica che compongono l'intero Complesso scolastico risultano differenziate ed è opportuno esaminare distintamente i le diverse strutture in quanto per ciascuna di esse, come si vedrà nel seguito, è possibile individuare una specifica metodologia di intervento di miglioramento sismico.

Sulla base di quanto sopra riportato si può preliminarmente affermare che, un intervento generalizzato di rinforzo strutturale per eliminazione dei meccanismi fragili dei nodi non confinati e di Taglio.-Torsione nelle Travi e Pilastrini su tutti i corpi di fabbrica ( A-B-C-D-E ) consente di raggiungere un significativo miglioramento. In alcuni casi è possibile, con la semplice eliminazione dei meccanismi fragili, il raggiungimento di Indici di rischio confrontabili con i valori assunti dalla Regione Abruzzo come soglia-obiettivo per la programmazione degli interventi di miglioramento sismico per la edilizia scolastica regionale esistente (Alfa =0,80 ).

### 6.3 - IPOTESI DI INTERVENTO MIGLIORAMENTO- ADEGUAMENTO SISMICO.

Si analizzano in dettaglio i diversi corpi di fabbrica e se ne studia il comportamento strutturale in riferimento allo Stato Limite di Vita SLV ed ai possibili interventi di miglioramento strutturale:

#### - **Corpo A . Palestra.**

La struttura in c.a. di un solo piano a doppia altezza che costituisce il Corpo A-Palestra presenta attualmente le seguenti condizioni strutturali:

- 1) Completo adeguamento ai carichi Gravitazionali:
- 2) **Meccanismi Fragili:** Indice di rischio **Alfa<sub>F</sub> = 0,263**
- 3) **Meccanismi Duttili:** Indice di rischio **Alfa<sub>D</sub> = 0,774**

Il solo intervento di eliminazione dei meccanismi fragili consente di superare agevolmente la soglia di indice di rischio Alfa =0,60 posta come soglia minima di capacità a resistere al sisma in attuazione della OPCM 3790/2009 relativa all' intervento di ricostruzione a seguito del terremoto di L'Aquila del 06/04/2009;

#### - **Corpo B . Uffici-Presidenza-Aule.**

La struttura in c.a. di un 3 piani che costituisce il corpo centrale del complesso scolastico presenta attualmente le seguenti condizioni strutturali:

- 1) **Mancata verifica ai carichi gravitazionali.** In diverse travi ed in alcuni pilastrini al Primo, Secondo e Terzo Livello non si verifica la condizione  $D/C < 1$  per C.V. Tale circostanza è agevolmente superabile con interventi di tipo locale, con cerchiature-rinforzi in acciaio o fibra di carbonio da applicare nelle porzioni di intradosso delle travi interessate:
- 2) **Meccanismi Fragili:** Indice di rischio **Alfa<sub>F</sub> = 0,263**
- 3) **Meccanismi Duttili:** Indice di rischio **Alfa<sub>D</sub> = 0,392**

Dopo il preliminare intervento teso alla eliminazione dei meccanismi fragili di nodo e V-T Travi e Pilastrini si devono predisporre interventi per migliorare le capacità dissipative della struttura mediante opere di rinforzo specifiche. Unitamente a questi interventi si può prevedere un intervento per ridurre la deformabilità laterale della struttura;

#### - **Corpo C - Aule.**

La struttura in c.a. di due piani che costituisce il Corpo C laterale Aule presenta attualmente le seguenti condizioni strutturali:

- 1) **Completo adeguamento ai carichi Gravitazionali:**

- 2) **Meccanismi Fragili:** Indice di rischio  $\text{Alfa}_F = 0,263$
- 3) **Meccanismi Duttili:** Indice di rischio  $\text{Alfa}_D = 0,920$

Il solo intervento di eliminazione dei meccanismi fragili consente di superare la soglia minima di indice di rischio  $\text{Alfa} = 0,60$  e di avvicinarsi al completo adeguamento sismico.

- **Corpo D - Aule.**

La struttura in c.a. di tre piani che costituisce il Corpo D laterale Aule presenta attualmente le seguenti condizioni strutturali:

- 1) **Mancata verifica ai carichi gravitazionali** . Alcune travi al Primo e Secondo Livello non verificano la condizione  $D/C < 1$  per C.V.
- 2) **Meccanismi Fragili:** Indice di rischio  $\text{Alfa}_F = 0,263$
- 3) **Meccanismi Duttili:** Indice di rischio  $\text{Alfa}_D = 0,540$

Dopo il preliminare intervento teso alla eliminazione dei meccanismi fragili di nodo e V-T Travi e Pilastri si devono predisporre interventi di rinforzo mediante opere per migliorare le capacità duttili delle aste in c.a. fino al conseguimento della soglia minima di indice di rischio  $\text{Alfa} = 0,60$ ;

- **Corpo E – Sala Polivalente**

La struttura in c.a. di due piani che costituisce il Corpo Sala Multiuso presenta attualmente le seguenti condizioni strutturali:

- 1) **Mancata verifica ai carichi gravitazionali** . Un Pilastro al sottotetto non verifica la condizione  $D/C < 1$  per C.V.
- 2) **Meccanismi Fragili:** Indice di rischio  $\text{Alfa}_F = 0,263$
- 3) **Meccanismi Duttili:** Indice di rischio  $\text{Alfa}_D = 0,777$

Il solo intervento di eliminazione dei meccanismi fragili consente di superare la soglia minima di indice di rischio  $\text{Alfa} = 0,60$  e di avvicinarsi al completo adeguamento sismico.

**6.3.1 Interventi Di Miglioramento Sismico Locali.**

La eliminazione dei meccanismi fragili sulle travi e sui pilastri in cemento armato e la eliminazione dei meccanismi fragili dei nodi non confinati che non presentano requisiti di resistenza di normativa potrà essere realizzata con interventi di rinforzo locale (CFRP e angolari metallici, tecnologia CAM, carpenteria metallica, perforazioni armate nei nodi non confinati con inghisaggio barre filettate, ecc.) sia su nodi non confinati che sulle membrature in c.a. per le quali si presentano le condizioni di attivazione di meccanismi per taglio (Pilastri tozzi, meccanismi fragili su travi, ecc.).

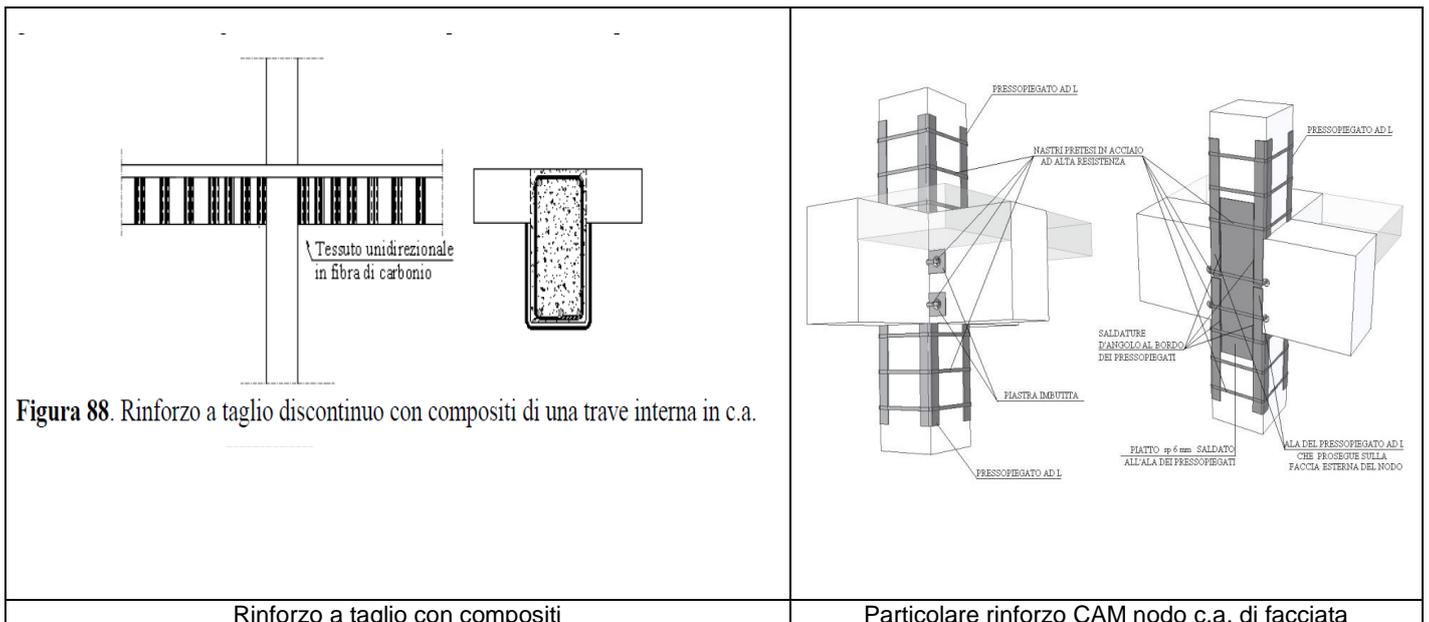
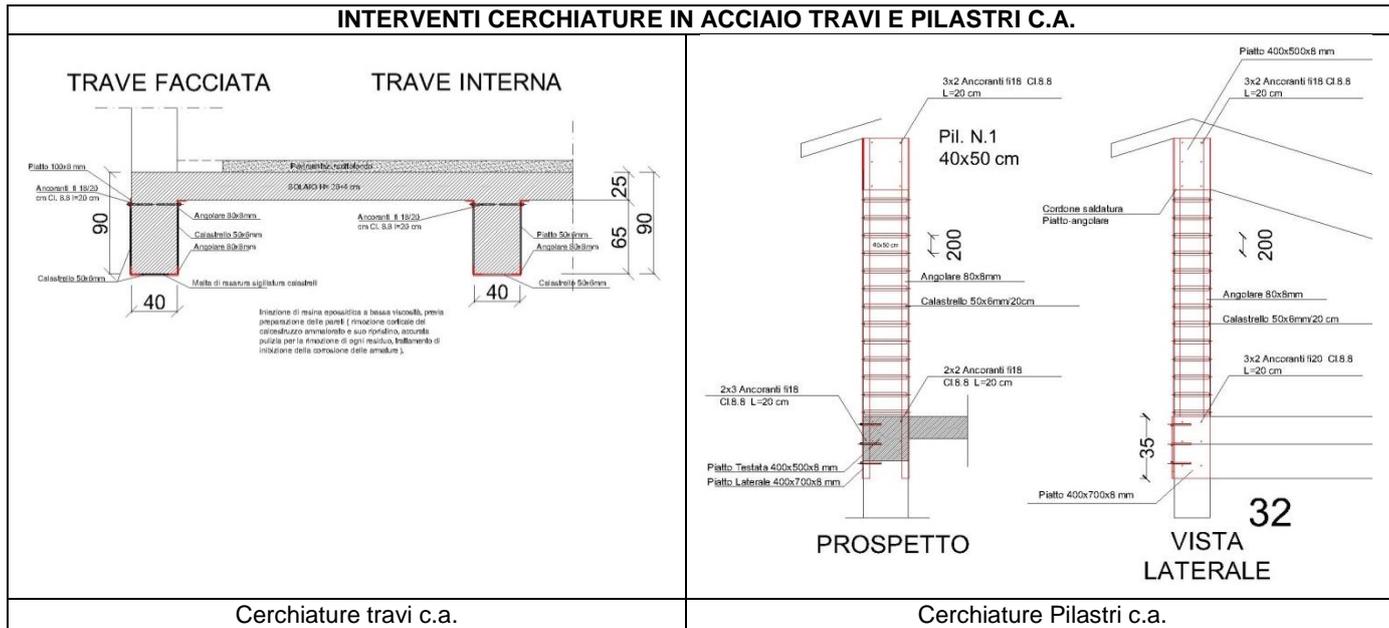


Figura 88. Rinforzo a taglio discontinuo con compositi di una trave interna in c.a.

Rinforzo a taglio con compositi

Particolare rinforzo CAM nodo c.a. di facciata

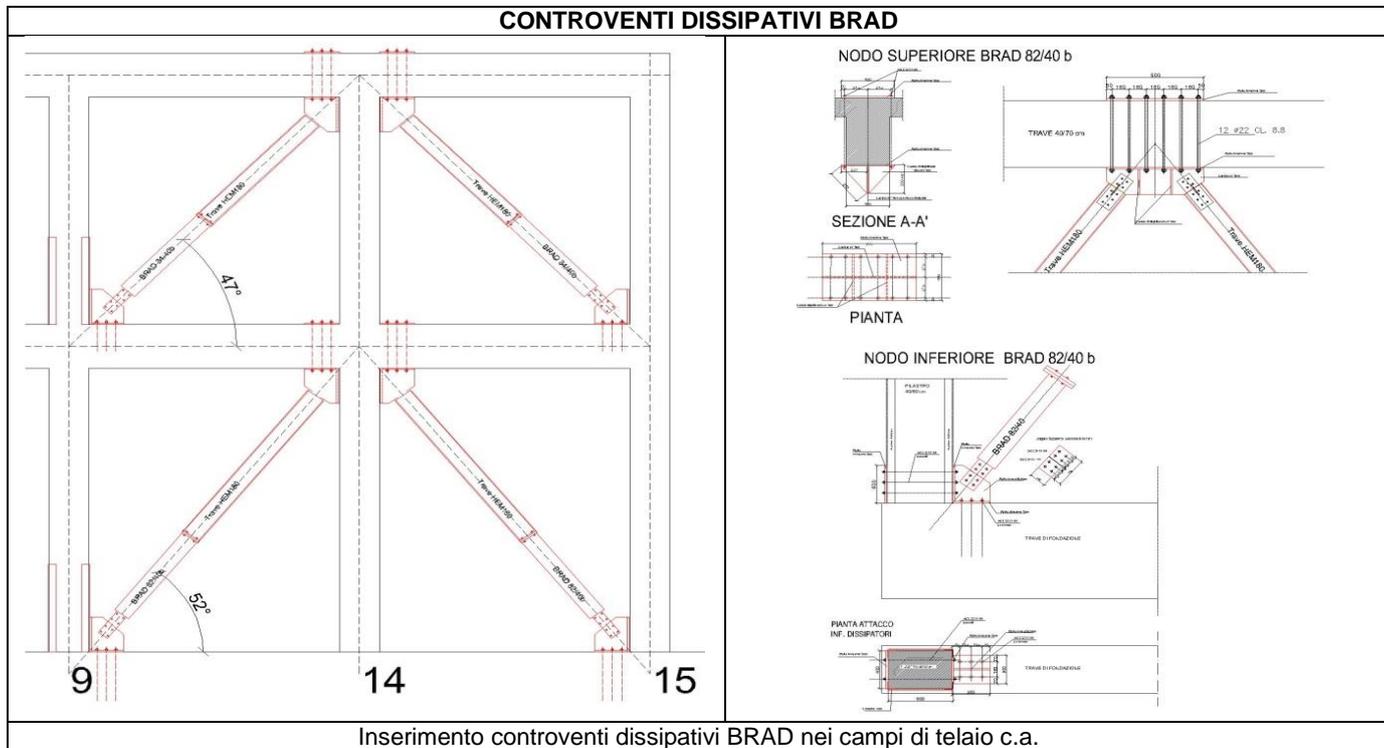
INTERVENTI CERCHIATURE IN ACCIAIO TRAVI E PILASTRI C.A.



6.3.2 Interventi Di Miglioramento Sismico Globale.

Il vero e proprio intervento di miglioramento sismico secondo le NTC 2008, ove ritenuto necessario, potrà essere realizzato attraverso la introduzione di un **sistema di protezione passiva**, costituito da controventi metallici posti in parallelo con le strutture originarie, all' interno delle maglie di telaio in c.a., nei quali sono inseriti **dispositivi di dissipazione isteretica (BRAD)** in grado di provvedere alla dissipazione della energia mobilitata dall' evento sismico, alla riduzione degli spostamenti di piano ed alla riduzione delle accelerazioni spettrali in conseguenza del sensibile incremento del valore dello smorzamento viscoso equivalente conseguito.

CONTROVENTI DISSIPATIVI BRAD



**6.4 Costi presunti di intervento di miglioramento sismico.**

Si sono presi a riferimento alcuni interventi di rinforzo strutturale analoghi progettati per miglioramento sismico di alcune strutture in c.a. e per essi se ne è sviluppata una analisi costi riferita al metro-quadrato di superficie lorda di solaio. Applicando i costi unitari di intervento alle strutture costituenti il complesso scolastico MARRUVIUM si ottiene un preventivo di massima di spesa di intervento che può variare da un importo inferiore relativo ad interventi di solo miglioramento sismico fino ad un importo massimo con interventi per il totale adeguamento sismico dell' edificio.

Nelle Tabelle che seguono sono riportati gli sviluppi sintetici dei computi delle opere di intervento nelle due condizioni sopra considerate.

I costi di intervento come di seguito determinati sono indicativi e possono variare in considerazione delle effettive opere previste in progetto.

I costi di intervento riguardano le sole opere strutturali ed accessorie ad esse strettamente correlate e prendono in considerazione i costi generali e oneri relativi all' intervento per una percentuale del 28% circa per IVA, Spese Generali, Spese Tecniche, ecc.

**- 1° COSTI REALIZZAZIONE OPERE ADEGUAMENTO SISMICO**

												INTERVENTI DI PROGETTO ADEGUAMENTO SISMICO - Alfa > 1,00					
	superfici lorde corpi di fabbrica				demolizioni		Cerchiature in acciaio		controventi dissipativi		Opere finitura		Revisione Impianti		COSTI TOTALE INTERVENTI		
	P.S.interrato	P.TERRA	P. PRIMO	TOT. SUP.	Costo Un. Euro/mq	32,97	Costo Un. Euro/mq	329,67	Costo Un. Euro/mq	65,93	Costo Un. Euro/mq	173,99	Costo Un. Euro/mq	18,32			
					Tutti		Solo Corpo B		Tutti		Tutti			[Euro]			
CORPI FABBRICA	Sup. mq	Sup. mq	Sup. mq	mq	Costo Tot. Demolizioni		Costo Tot. Rinforzi acciaio		Costo Tot. Controventi dissipativi		Costo Tot. Opere Finitura		Costo tot. Rev. Impianti				
<b>A</b> PALESTRA	665			665	21.923,08		219.230,77				115.705,13		12.179,49		369.038,46		
<b>B</b> Corpo Centrale	720	540	436	1696	55.912,09		559.120,88		111.824,18		295.091,58		31.062,27		1.053.010,99		
<b>C</b> Corpo Sin.	173	173		346	11.406,59		114.065,93				60.201,47		6.337,00		192.010,99		
<b>D</b> Corpo Dx	246	246	246	738	24.329,67		243.296,70				128.406,59		13.516,48		409.549,45		
<b>E</b> Aula Magna	402	360		762	25.120,88		251.208,79				132.582,42		13.956,04		422.868,13		
<b>TOTALI</b>				4207	<b>138.692,31</b>		<b>1.386.923,08</b>		<b>111.824,18</b>		<b>731.987,18</b>		<b>77.051,28</b>		<b>2.446.478,02</b>		
<b>Importo Totale Opere Miglioramento Sismico</b>							<b>2.446.478,02</b>		<b>Euro</b>								
Somme a disposizione Amm.ne					28,30%		692.353,28		<b>Euro</b>								
arrotondamenti							168,70										
<b>TOTALE PROGETTO ADEGUAMENTO SISMICO</b>							<b>3.139.000,00</b>		<b>Euro</b>								

**- 2° COSTI REALIZZAZIONE OPERE MIGLIORAMENTO SISMICO**

												INTERVENTI DI PROGETTO ADEGUAMENTO SISMICO - Alfa > 0,60					
	superfici lorde corpi di fabbrica				demolizioni		Cerchiature in acciaio		controventi dissipativi		Opere finitura		Revisione Impianti		COSTI TOT. INTERVENTI		
	P.S.interrato	P.TERRA	P. PRIMO	TOT. SUP.	Costo Un. Euro/mq	32,97	Costo Un. Euro/mq	256,41	Costo Un. Euro/mq	0,00	Costo Un. Euro/mq	173,99	Costo Un. Euro/mq	18,32			
					Tutti		Solo Corpo B		Tutti		Tutti			[Euro]			
CORPI FABBRICA	Sup. mq	Sup. mq	Sup. mq	mq	Costo Demolizioni		Costo Rinforzi acciaio		Costo Controventi dissipativi		Costo Opere Finitura		Costo Rev. Impianti				
<b>A</b> PALESTRA	665			665	21.923,08		170.512,82				115.705,13		12.179,49		320.320,51		
<b>B</b> Corpo Centrale	720	540	436	1696	55.912,09		434.871,79		-		295.091,58		31.062,27		816.937,73		
<b>C</b> Corpo Sin.	173	173		346	11.406,59		88.717,95				60.201,47		6.337,00		166.663,00		
<b>D</b> Corpo Dx	246	246	246	738	24.329,67		189.230,77				128.406,59		13.516,48		355.483,52		
<b>E</b> Aula Magna	402	360		762	25.120,88		195.384,62				132.582,42		13.956,04		367.043,96		
<b>TOTALI</b>				4207	<b>138.692,31</b>		<b>1.078.717,95</b>		-		<b>731.987,18</b>		<b>77.051,28</b>		<b>2.026.448,72</b>		
<b>Importo Totale Opere Miglioramento Sismico</b>							<b>2.026.448,72</b>		<b>Euro</b>								
Somme a disposizione Amm.ne					28,30%		573.484,99		<b>Euro</b>								
arrotondamenti							66,29										
<b>TOTALE PROGETTO ADEGUAMENTO SISMICO</b>							<b>2.600.000,00</b>		<b>Euro</b>								

San Benedetto dei Marsi li Agosto 2016

Il Tecnico incaricato  
Ing. Walter Bellotta