



# COMUNE DI ERCOLANO

PROGETTO DEFINITIVO  
LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE E ADEGUAMENTO  
DELL'EDIFICIO SCOLASTICO F. GIAMPAGLIA  
II CIRCOLO DIDATTICO  
ERCOLANO (NA) - VIA G. SEMMOLA



COMMITTENTE:

Comune di Ercolano

ELABORATO

**S.01**

TITOLO:

RS.S. - Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali -  
Sintesi strutturali - Relazione sui materiali -  
Relazione sulla modellazione sismica

Strutturali

DATA

settembre 2017

PROGETTISTA: Ing. Aniello Moccia

rev. 00

SUPPORTI TECNICI ALLA PROGETTAZIONE

Architettura: Arch. Raffaele Auriemma  
Strutture: Prof. Ing. Michele Candela  
Impianti: Ing. Salvatore Varapodio

## SOMMARIO

PREMESSA.....	3
RIFERIMENTI NORMATIVI E QUALIFICAZIONE DELL'INTERVENTO AI SENSI DEL PUNTO 8.4 DEL D.M. 14/01/2008 .....	6
NORMATIVE DI RIFERIMENTO. ....	6
SISMICITA' DELL'AREA .....	7
TERRENO DI FONDAZIONE: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	7
DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI E DI RILIEVI ESEGUITA, DOCUMENTAZIONE ACQUISITA PER LA CONOSCENZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE, CON EVIDENZA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA ACQUISITO. ....	8
CLASSIFICAZIONE DELLE MURATURE ESISTENTI AI SENSI DELLE NTC 2008.....	9
DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO - FATTORI DI VULNERABILITA' SISMICA .....	10
CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.2] .....	11
STRUTTURE IN ELEVAZIONE.....	11
ORIZZONTAMENTI .....	11
SISTEMA FONDALE.....	11
CORDOLI DI PIANO.....	11
DESCRIZIONE DEL DANNO – VULNERABILITÀ. ....	11
ANALISI DEI CARICHI .....	12
SOLAI DI PIANO .....	12
COPERTURA .....	12
INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO .....	12
SINTESI DEGLI INTERVENTI .....	12
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER L'ADEGUAMENTO .....	13
AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA .....	15
DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE ESEGUITE. ....	16
DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE.....	16
VERIFICHE DEL COMPORTAMENTO GLOBALE. ....	16

ANALISI DELLO STATO DI FATTO IN CONDIZIONI STATICHE. SINTESI DEI RISULTATI.....	19
CONDIZIONI STATICHE IN ASSENZA DI SISMA. ANALISI DINAMICA MODALE – VERIFICHE STRUTTURE IN ELEVAZIONE E GEOTECNICHE .....	19
ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO. SINTESI DEI RISULTATI .....	19
ANALISI DINAMICA MODALE CON FATTORE DI STRUTTURA - VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE.....	22
ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) - COMPORTAMENTO NEL PIANO DI GIACITURA E COMPATIBILITÀ DEGLI SPOSTAMENTI.....	23
VERIFICHE GEOTECNICHE .....	24
ALLEGATO A: CALCOLO AMPIEZZA MINIMA GIUNTO STRUTTURALE .....	26
ALLEGATO B: CALCOLO RINFORZI IN TESSUTO DI ACCIAIO INOX DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO. ....	27
PALESTRA – TRAVI – SEZIONE APPOGGIO - FLESSIONE .....	27
PALESTRA – TRAVI – SEZIONE APPOGGIO - TAGLIO .....	28
PALESTRA – PILASTRI – FLESSIONE .....	30
PALESTRA – PILASTRI – TAGLIO .....	31
REFETTORIO – TRAVI – SEZIONE APPOGGIO - FLESSIONE .....	32
REFETTORIO – TRAVI – SEZIONE APPOGGIO - TAGLIO .....	33
REFETTORIO – TRAVI – SEZIONE CAMPATA - FLESSIONE.....	34
REFETTORIO – PILASTRI – TAGLIO .....	36

## PREMESSA

La presente riferisce circa gli aspetti strutturali inerenti Il Miglioramento Sismico dell' edificio scolastico sito in Via Semmola del Comune di Ercolano (NA).

Tale organismo edilizio è caratterizzato da una articolata dislocazione planimetrica, con diversi piani di imposta del sistema di fondazione, che sono stati dislocati dal punto di vista planoaltimetrico secondo la orografia dei luoghi, oltre dalla presenza di diverse tipologie strutturali.

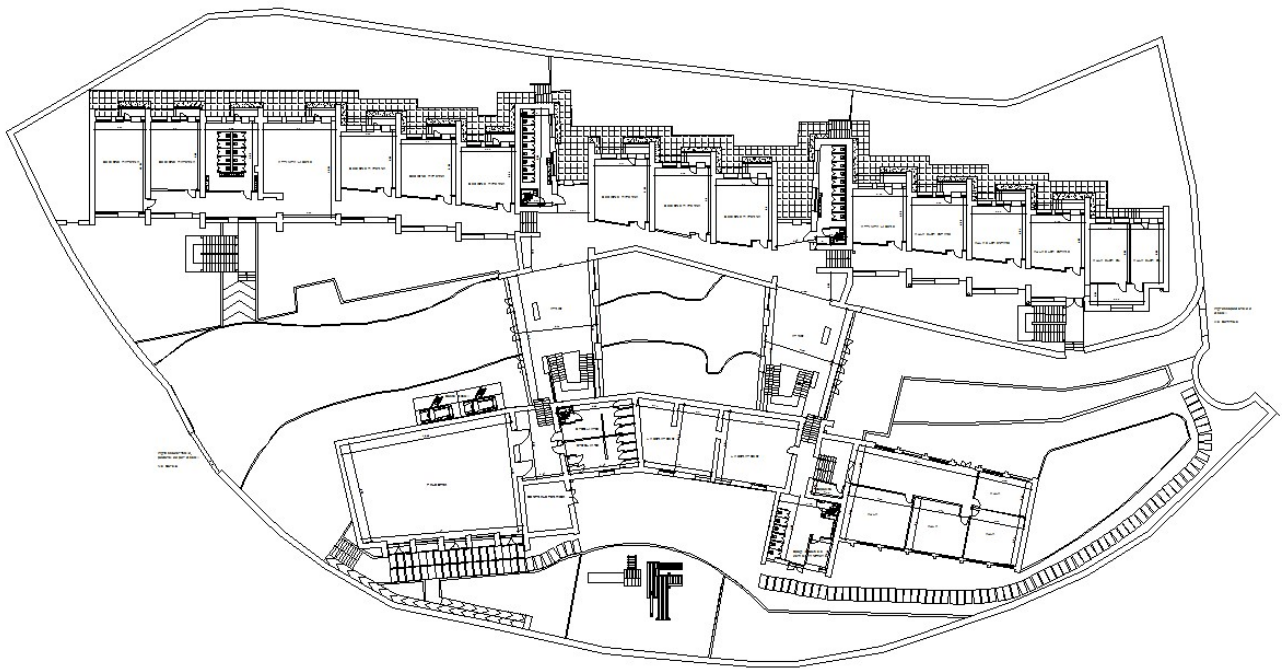
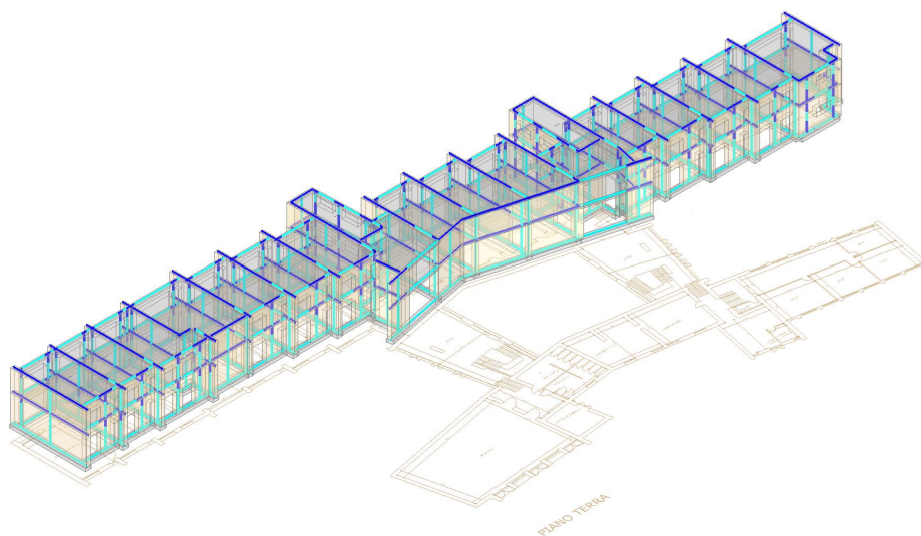


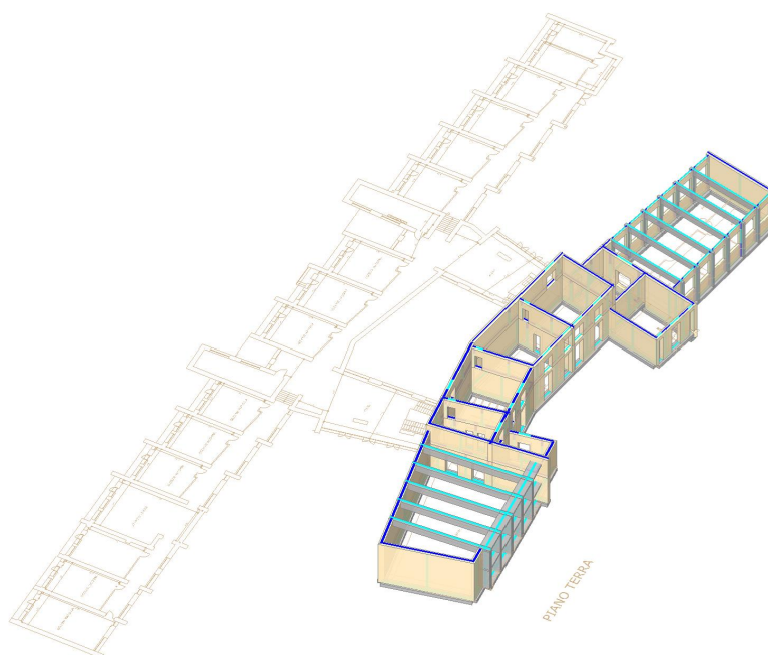
Fig. 1. Pianta Piano Terra

Esso può essere funzionalmente suddiviso in tre settori che per comodità nel seguito della presente saranno denominati come segue:

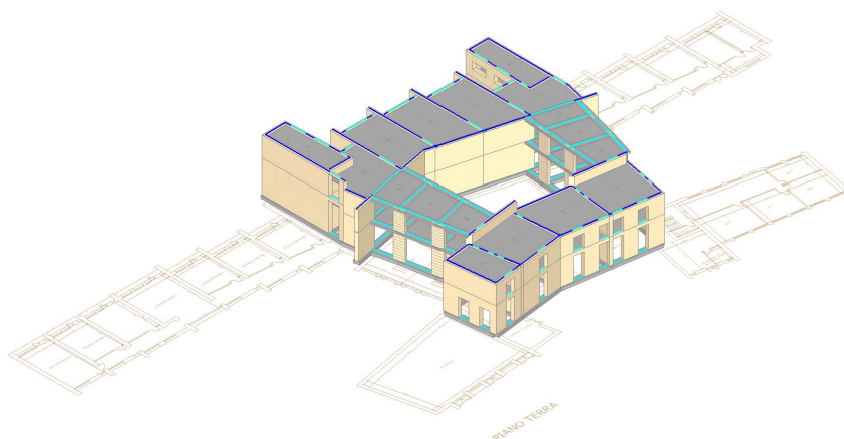
- Aule, su due livelli fuori con forma allungata che può essere iscritto in un rettangolo di dimensioni pari a circa 23 x 120 metri per una altezza media fuori terra pari a circa 7.50 metri, copertura piana e solai latero cementizi gettati in opera dello spessore pari a 24 cm, struttura verticali in murature di tufo giallo napoletano con fondazioni superficiali attestate ad una profondità di circa un metro dal piano campagna e realizzati in pietrame;



- Palestra – ex Refettorio composta da tre organismi strutturali: palestra, ex refettorio e uffici, i primi due caratterizzati da un unico impalcato impostato su struttura verticale di tipo misto muratura in tufo giallo – telai in cemento armato, con soletta di copertura in cemento armato dello spessore pari a 20 centimetri, la porzione centrale destinata ad uffici è dislocata su due livelli con caratteristiche reologiche e tipologiche analoghe a quelle del settore Aule;



- Atrio: è suddiviso in due ambienti speculari posti ad una quota altimetrica intermedia fra i primi due settori, nei confronti dei quali assolve alla funzione di accesso e collegamento, entrambi sono caratterizzati dalla presenza di quattro colonne costituite da paramento in mattoni pieni con nucleo in conglomerato e dalle scale di collegamento al settore palestra-refettorio, gli orizzontamenti sono costituiti da solai gettati in opera.



Grazie alle caratteristiche sopra brevemente richiamate e, che saranno dettagliatamente descritte nella presente nel seguito, si è adottata, nella modellazione dello schema strutturale, l'ipotesi di impalcati rigidi.

Nella presente si procerà quindi alla descrizione delle attività di verifica e calcolo per la determinazione degli interventi necesari al fine di conseguire il milgiornamento sismico, il dettaglio delle calcorazioni eseguite è riportato nei seguenti elaborati di calcolo:

- RC.01 – Relazione di calcolo stato di fatto – Settore Aule;
- RC.02 – Relazione di calcolo stato di fatto – Settore Atrio;
- RC.03 – Relazione di calcolo stato di fatto – Settore Refettorio-Palestra;
- RC.04 – Relazione di calcolo stato di progetto – Settore Aule DX;
- RC.05 – Relazione di calcolo stato di progetto – Settore Aule SX;
- RC.06 – Relazione di calcolo stato di progetto – Settore Atrio - Aule centrale;
- RC.07 – Relazione di calcolo stato di progetto – Settore Palestra - Refettorio.

**RIFERIMENTI NORMATIVI E QUALIFICAZIONE DELL'INTERVENTO AI SENSI DEL PUNTO 8.4 DEL D.M. 14/01/2008**

La finalità della verifica presente è quello di determinare le opere di MIGLIORAMENTO SISMICO, come definito dalla normativa di settore per edifici appartenenti ad opere ordinarie con Classi d'uso III.

**NORMATIVE DI RIFERIMENTO.**

Il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento e le verifiche di sicurezza delle strutture nei confronti dei carichi verticali e delle azioni sismiche è stato condotto, nel rispetto dei principi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, secondo il metodo semi-probabilistico agli stati limite, ed ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) e della Circolare esplicativa collegata, nonché delle leggi nazionali e regionali di seguito citate:

**NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

**D.M. 14.1.2008:** "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.

**Circolare 2.2.2009, n.617:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

**FRP:**

**Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati**, CNR-DT 200 R1/2012.

**Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP**, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

**Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009** (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

**Riferimenti tecnici: EuroCodici**

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

**Criteri generali di progettazione strutturale**

UNI EN 1990:2006

**Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture**

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

**Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

**Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo  
UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili  
UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra  
UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio  
UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano  
UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti  
UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica  
UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore  
UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi  
UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700  
UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio  
UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiera - Torri e pali  
UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiera - Ciminiera  
UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos  
UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi  
UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte  
UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole  
UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento  
**Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo**  
UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici  
UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti  
**Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno**  
UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici  
UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti  
**Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura**  
UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata  
UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature  
UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata  
**Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**  
UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali  
UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo  
**Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica**  
UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici  
UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti  
UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici  
UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte  
UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici  
UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini  
**Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio**  
UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali  
UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio  
UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica  
UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo  
UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

#### SISMICITA' DELL'AREA

Categoria sottosuolo (tabella 3.2.II NTC 2008): Suolo Tipo: B – sabbia limosa con pomici.

Categoria topografica (tabella 3.2.IV NTC 2008): T1 - Pendii con inclinazione media  $i < 15^\circ$ .

Vita nominale (§ 2.4.1 NTC 2008): 50 anni - opere ordinarie

Classe d'uso (§ 2.4.2 NTC 2008): Classe III - *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso*

#### TERRENO DI FONDAZIONE: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo studio geologico formulato dalla dott.ssa Rita Lalla ha indicato che la stratigrafia rilevata in sito è costituita come di seguito:

1. 0-1,6m - materiale di riporto
2. **1.60 - 4,00 m: limo sabbioso moderatamente addensato con pomici**  
 **$\gamma_s = 25.44 \text{ kN/m}^3$  - peso di volume saturo**  
 **$\gamma_s = 15.63 \text{ kN/m}^3$  - peso di volume**  
 **$c = 0.05 \text{ kN/m}^2$  - coesione drenata**  
 **$\phi = 30.82^\circ$  - angolo di attrito interno**  
 **$E_{ed} = 461287 \text{ kN/m}^2$**
3. 4,00 - 8,00 m: lave litoidi mediamente vacuolari

Il fabbricato cui il presente elaborato riferisce, attesta il piano di fondazione sullo strato n° 2, pertanto la classificazione sismica del suolo così come previsto nelle NTC 2008 e basata sulle risultanze delle indagini eseguite è la seguente:

**$V_{s,30} = 471 - 589 \text{ m/s}$  - valutata in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni**

**Suolo Tipo: B - Categoria topografica: T1 -  $S_t = 1,0$**

*DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI E DI RILIEVI ESEGUITA, DOCUMENTAZIONE ACQUISITA PER LA CONOSCENZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE, CON EVIDENZA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA ACQUISITO.*

E' stata eseguita una campagna di indagini eseguita da laboratorio autorizzato denominato I.G. srl, mirata al conseguimento del Livello di Conoscenza Adeguata, come definito dalla normativa di settore, quindi

**Livello Conoscenza Adeguata: LC2**

cui segue l'applicazione di un:

**Fattore di confidenza:  $FC = 1,20$**

Il dettaglio della campagna di prove eseguite è riportato in appositi elaborati del presente studio, in questa sede si riportano i risultati delle prove di martinetto doppio piatto eseguite e che hanno consentito di classificare le murature in sito e la loro caratterizzazione meccanica, al fine di inserirle negli algoritmi di calcolo.

Elenco delle prove eseguite:

- n.ro 2 prova con martinetto piatto doppio (n° 1 su muratura di tufo – n° 1 colonne in mattoni pieni Atrio)
- n.ro 2 prove con martinetto singolo
- n° 4 carotaggio d100 con prelievo carote e successive prove di schiacciamento (n° 4 su tufo e n° 3 su calcestruzzo)

Le attività di indagine sono state integrate da n° prove di carico su solai i cui risultati sono rassegnati in apposito elaborato allegato alla presente progettazione.

#### CLASSIFICAZIONE DELLE MURATURE ESISTENTI AI SENSI DELLE NTC 2008.

I saggi eseguiti hanno consentito la classificazione delle murature esistenti e quindi la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle stesse con riferimento alle indicazioni di cui al punto C8A.1 della Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

La classificazione delle murature esistenti rientra fra quelle delle

MURATURE A CONCI DI PIETRA TENERA (tufo, calcarenite, etc.)

La prova su partinetti piatti eseguita ha restituito valori della caratteristiche meccaniche della muratura pari a:

$f_e = 0.14 \text{ N/mm}^2$  tensione media di esercizio della muratura

$f_m = 0.74 \text{ N/mm}^2$  tensione media di rottura della muratura

$E = 1080 \text{ N/mm}^2$  modulo elastico

A tali valori si è quindi applicato il fattore di confidenza  $FC = 1.2$  relativo al livello di conoscenza acquisito LC2.

Pertanto le caratteristiche meccaniche delle murature adottate nel modello di calcolo dello STATO DI FATTO sono le seguenti:

Proprietà meccaniche			
Modulo di elasticità normale	E	1080	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale	G	360	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_m$	0.740	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{tm}$	0.074	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a taglio	$\tau_0$	0.015	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione orizzontale	$f_{hm}$	0.370	N/mm <sup>2</sup>

Nella configurazione di progetto si prevede, fra l'altro, la realizzazione della connessione fra i paramenti murari mediante inserimento di "diatoni" realizzati mediante barre pretese in acciaio inox con iniezione di malta a base calce in cale di tessuto, tale intervento, tale magistero consente, nella configurazione di progetto di adottare il coefficiente correttivo relativo alla connessione trasversale che è pari a 1.5, pertanto nello STATO DI PROGETTO le caratteristiche delle murature in pietrame sono le seguenti.

Caratteristiche costruttive			
<input type="checkbox"/>	Malta buona		
<input type="checkbox"/>	Giunti sottili		
<input type="checkbox"/>	Ricorsi o listature		
<input checked="" type="checkbox"/>	Connessione trasversale		
<input type="checkbox"/>	Nucleo scadente o ampio		
<input type="checkbox"/>	Iniezioni di malta		
<input type="checkbox"/>	Intonaco armato		
Proprietà meccaniche			
Modulo di elasticità normale	E	1080	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale	G	360	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	f <sub>m</sub>	1.110	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	f <sub>tm</sub>	0.111	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a taglio	τ <sub>0</sub>	0.022	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione orizzontale	f <sub>hm</sub>	0.555	N/mm <sup>2</sup>

#### ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

La campagna di prove eseguite ha previsto, come accennato in precedenza, il prelievo e la esecuzione anche di n° 3 provini di calcestruzzo che sono stati quindi sottoposto a prova di schiacciamento, tale attività ha consentito di determinare le caratteristiche meccaniche di tali elementi che sono riassunte nella tabella seguente:

**Tabella n°6: PROVA DI ROTTURA A COMPRESSIONE**

Contrassegno del provino	Dimensioni		rapporto h/d	D <sub>max</sub> aggregato [mm]	Massa volumica [kg/m³]	Resistenza a compressione		Tipo di rottura
	Diametro [cm]	Altezza [cm]				[N/mm²]	[kg/cm²]	
<b>C 1</b> (tufo)	7,4	7,4	1,00	-	1308	<b>3,3</b>	<b>34</b>	S
<b>C 2</b> (cls)	9,5	19,2	2,02	40	2159	<b>9,4</b>	<b>96</b>	S
<b>C 3</b> (cls) pilastri palestra	9,5	9,4	0,99	25	2125	<b>11,8</b>	<b>120</b>	S
<b>C 4</b> (cls) pilastri refettorio	9,5	19,1	2,01	25	2208	<b>20,8</b>	<b>213</b>	S

*Tipo di rottura: s = soddisfacente (per soddisfacente si intende la rottura di tipo bipiramidale o la fessurazione uniforme)*

#### DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO - FATTORI DI VULNERABILITA' SISMICA

##### Progetto Definitivo

**Elaborato:** S.01\_RS.S – Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

Relazione sui materiali - Relazione sulla modellazione sismica

Pagina 10 di 36

Il fabbricato de quo è costituito da struttura in:

- murature in conci di pietra tenera (tufo giallo napoletano);
- solai in cemento ramato gettato in opera;
- copertura piana;
- presenza di cordoli di piano e piattabande in cemento armato;
- le fondazioni sono di tipo diretto dislocate su un unico livello posto ad una quota di circa 140-160 cm dal piano campagna

Lo spartito strutturale, soddisfa le seguenti:

#### CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.2]

Dalle condizioni controllate, l'edificio risulta:

- **NON REGOLARE IN PIANTA**

- **NON REGOLARE IN ALTEZZA**

#### STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Lo spartito strutturale prevede una variabilità geometrica degli elementi resistenti, con snellezze anche molto diverse fra di loro, la conformazione geometrica in pianta e la presenza di impalcati rigidi determina forti eccentricità delle azioni sismiche rispetto ai baricentri delle masse.

#### ORIZZONTAMENTI

Gli orizzontamenti sono dotati di solette superiori.

Tali caratteristiche conferiscono la proprietà di rigidità nei confronti di azioni nel piano stesso gli impalcati, pertanto **considerando le indicazioni di cui al punto 7.2.6, gli impalcato sono stati schematizzati come rigidi nel loro piano.**

#### SISTEMA FONDALE

Le fondazioni per come stato possibile evincere dal saggio eseguito sono di tipo diretto e realizzate, in muratura, lo spessore rilevato è pari a quello delle murature in elevazione con allargamento simmetrico su entrambi i lati pari a 15 cm.

Il piano di posa è posto ad una profondità pari a 140 - 160 cm dal piano campagna.

#### CORDOLI DI PIANO

Sono presenti cordoli di piano in cemento armato.

#### DESCRIZIONE DEL DANNO – VULNERABILITÀ.

Lo stato dei luoghi non è caratterizzato da diffuse pleiadi fessurative che interessano le strutture in elevazione.

Non si ravvisano, come detto in precedenza, pleiadi fessurative imputabili a cedimenti verticali del piano fondale.

Da quanto sopra descritto, possono essere sintetizzati i seguenti fattori di vulnerabilità strutturale, sia nei confronti delle sollecitazioni statiche che in presenza dei cimenti di tipo sismico.

- Forma allungata nel settore Aule determina delle eccentricità in condizioni sismiche.
- irregolarità in pianta ed in elevazione con presenza di forti eccentricità.

## ANALISI DEI CARICHI

### SOLAI DI PIANO

pp= 2,2 kN/m<sup>2</sup>

s.p= 2,5 kN/m<sup>2</sup> - sovraccarico permanente non strutturale (compresa incidenza tramezzi)

s.a. (primo impalcato)=3,0 kN/m<sup>2</sup> - sovraccarico accidentale (Categoria C della tabella 3.1.II NTC 2008)

### COPERTURA

pp= 2,5 kN/m<sup>2</sup>

s.p= 1.5 kN/m<sup>2</sup> - sovraccarico permanente non strutturale (compresa incidenza tramezzi)

s.a. (copertura)=1.5 kN/m<sup>2</sup> - sovraccarico accidentale (carico accidentale relativo a coperture praticabili (punto 5.4 D.M 16.12.1975))

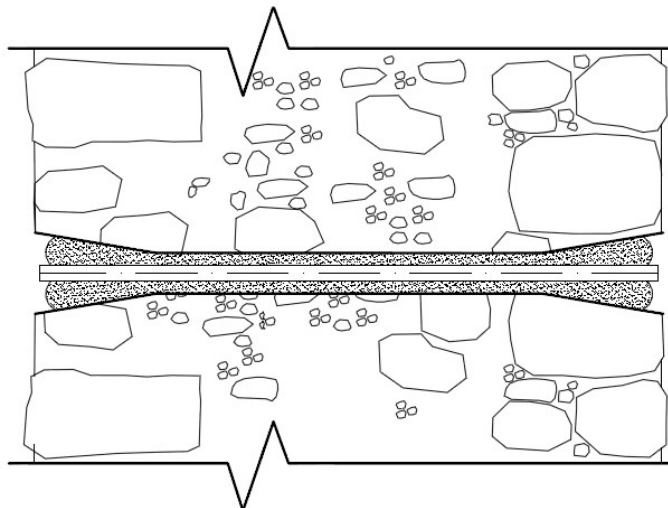
## INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

### SINTESI DEGLI INTERVENTI

Gli interventi di adeguamento di cui alla presente proposta progettuale sono stati concepiti in base all'analisi dei principali fattori di vulnerabilità riscontrati nell'analisi dello stato di fatto, quindi si è proceduto:

- Settore Aule: alla mitigazione degli effetti dovuti alle eccentricità della sollecitazione sismica mediante la **creazione di giunti strutturali** in elevazione individuando in tal modo n°3 corpi di fabbrica, la murature per la realizzazione dei giunti saranno realizzate in blocchi di laterizio semipieni tipo "poroton" dello spessore di 45 cm sia al piano terra che al piano primo.
- al **rinforzo a taglio e a pressoflessione delle murature esistente** mediante:
  1. scarnificazione profonda (6/8 cm) della malta esistente e **ristilatura dei giunti** di malta con contestuale rincoccatura mediante impiego di scaglie di mattoni (a luoghi ove risulterà necessario da ulteriori indagini a farsi prima della redazione del progetto esecutivo);

2. realizzazione della connessione trasversale fra i paramenti delle murature in tufo mediante **inserimento di diatono** realizzate con barre pretese in acciaio inox in ragione di n°1 ogni quattro metri quadrati di superficie muraria(vedi particolari costruttivi)



3. posa di **fasce in fibre in tessuto di acciaio inox** di larghezza pari a 100 mm ed ordite secondo gli schemi illustrati in appositi elaborati grafici.

Per gli elementi in calcestruzzo armato che implementano gli spartiti strutturali nei settori Palestra e Refettorio data il livello di informazioni desumibili in questa fase, si è operato procedendo alla redazione di un progetto simulato di tali elementi considerando configurazioni di carico che contemplano la sola presenza di carichi gravitazionali e, quindi, in base alle risultanze delle prove eseguite per la caratterizzazione dei materiali (conglomerato cementizio) si è ottenuto il dimensionamento delle armature e quindi di conseguenza si è eseguito il dimensionamento delle opere di rinforzo anche esse previste con **applicazioni di tessuti in acciaio inox** secondo gli schemi illustrati negli elaborati grafici.

## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER L'ADEGUAMENTO

### Nuove murature in blocchi di laterizio semipieni

#### CARATTERISTICHE DEL BLOCCO

Percentuale di foratura [%]:

Tipologia di blocco:

Resistenza a compressione del blocco:

resistenza caratteristica,  $f_{bk}$  [N/mm<sup>2</sup>]:

resistenza media,  $f_{bm}$  [N/mm<sup>2</sup>]:

Resist. a compr. orizzontale del blocco:

resistenza caratteristica,  $f_{bk}$  [N/mm<sup>2</sup>]:

resistenza media,  $f_{bm}$  [N/mm<sup>2</sup>]:

#### CARATTERISTICHE DELLA MALTA

Classe della malta:

Giunto:

## RESISTENZE CARATTERISTICHE

Resist. caratt. a compressione, $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	8,20		
Resist. caratt. a compr. in direzione orizz. (nel piano della parete), $f_{hk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	1,19		
Resist. caratt. a taglio in assenza di carichi verticali, $f_{vk0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	0,30	<b>Parametri di deformabilità della muratura non fessurata</b>	
Resist. caratt. a taglio, $f_{vk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	$f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$	Modulo elasticità norm. secante, E [N/mm <sup>2</sup> ]:	8200
Valore massimo res. caratt. a taglio, $f_{vk,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	4,20	Modulo elasticità tang. secante, G [N/mm <sup>2</sup> ]:	3280
		Modulo di Poisson, $\nu$ [adim.]:	$E/2G-1=0,25$

**Materiali per il rinforzo delle murature e degli elementi in calcestruzzo armato.**

**Per rinforzo strutturale di strutture murarie mediante posa di fasce in fibre acciaio**

**unidirezionali**

Filo	- tensione caratteristica a trazione	$\sigma_{filo}$	> 2900 MPa
	- modulo elastico	$E_{filo}$	> 205 GPa
	- area	$A_{filo}$	0,1076 mm <sup>2</sup>
Nastro secco/Trefolo	Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione		
	- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	$A_{trefolo}$	0,538 mm <sup>2</sup>
	- n° trefoli/cm		1,57 trefoli/cm
	- massa (comprensivo di termosaldatura)		≈ 670 g/m <sup>2</sup>
	- spessore equivalente del nastro	$t_{nastro}$	≈ 0,084 mm
	- carico di rottura a trazione di un trefolo		> 1500 N
	- resistenza a trazione del nastro	$\sigma_{nastro}$	> 2800 MPa
	- resistenza a trazione per unità di lunghezza	$\sigma_{nastro}$	> 2,35 kN/cm
	- modulo di elasticità normale del nastro	$E_{nastro}$	> 190 GPa
	- deformazione a rottura del nastro	$\epsilon_{nastro}$	> 1,50%

**Per rinforzo e rigenerazione di strutture murarie in pietrame mediante stilatura dei giunti**

Geomalta altissima igroscopicità e traspirabilità per muri interni ed esterni a base di pura calce naturale NHL 3.5 e legante minerale, inerti di sabbia silicea e calcare dolomitico in curva granulometrica 0 - 1,4 mm. La geomalta naturale dovrà soddisfare anche i requisiti della norma EN 998-2 - G/ M15, EN 998-1 - GP/ CS IV e EN 1504-3 - R1

Caratteristica prestazionale	Metodo di prova	Requisiti richiesti EN 1504-3 classe R1	Prestazione in condizioni PCC
Resistenza a compressione	EN 12190	≥ 10 MPa (28 gg)	> 15 MPa (28 gg)
Resistenza a trazione per flessione	EN 196/1	nessuno	> 5 MPa (28 gg)
Legame di aderenza	EN 1542	≥ 0,8 MPa (28 gg)	> 0,8 MPa (28 gg)
Adesione su laterizio	EN 1015-1	nessuno	> 1 MPa (28 gg)
Modulo elastico a compressione	EN 13412	nessuno	9 GPa (28 gg)
Compatibilità termica ai cicli di gelo-disgelo con sali disgelanti	EN 13687-1	ispezione visiva	superata
Contenuto ioni cloruro (Determinato sul prodotto in polvere)	EN 1015-17	≤ 0,05%	< 0,05%
Reazione al fuoco	EN 13501-1	Euroclasse	A1

**Calcestruzzo armato per fondazione nuovi setti**

## Cemento

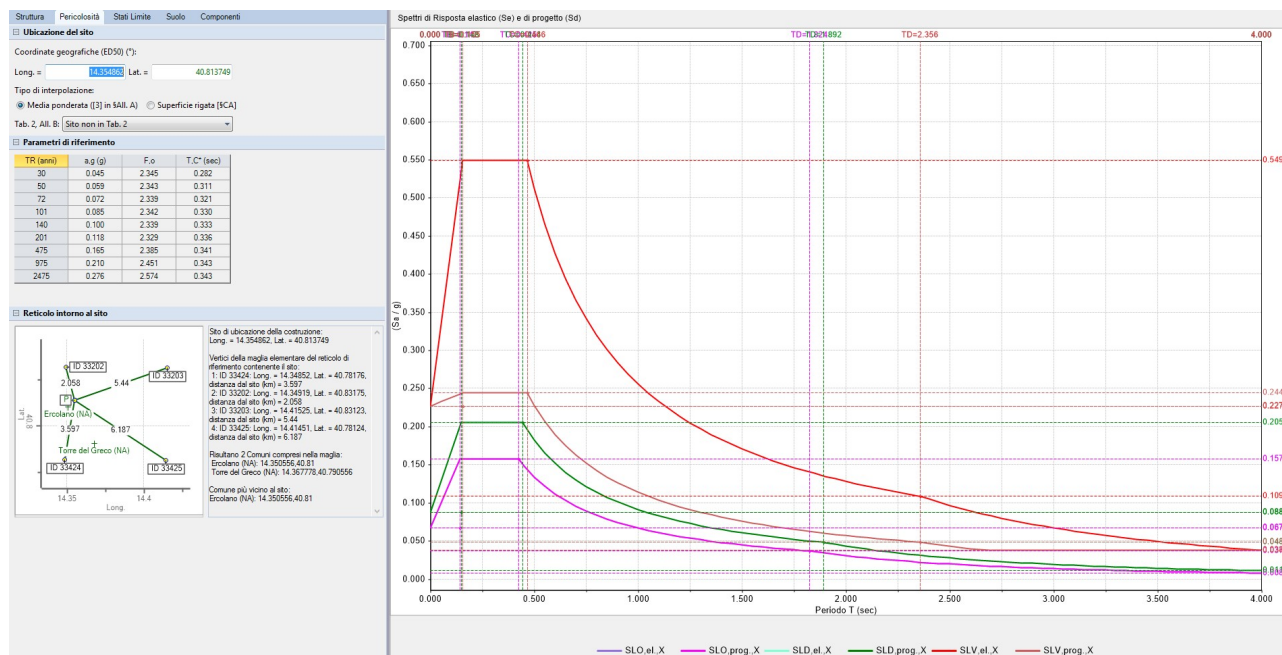
Classe Rck =	300.0	Sigma fctm =	25.58
Peso spec. =	0.0025	Coeff. alfa =	1.0000e-05
Elas. plastico =	No		
Modulo E1 =	3.1447e+05	Modulo E2 =	3.1447e+05
Poisson 1 =	0.2	Poisson 2 =	0.2
Modulo G =	1.3103e+05		
Smorzamento =	5.0		

Acciaio: B450C

## AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

Il progetto degli elementi strutturali viene effettuato con riferimento alle sollecitazioni prodotte dai carichi verticali e dalle azioni sismiche valutate secondo la recente normativa sismica (*Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 14 gennaio 2008) con periodo di riferimento dell'azione sismica determinati per Classe d'uso III.

1. Per il calcolo delle sollecitazioni dovute al sisma si utilizza per l'analisi dinamica modale per la valutazione del comportamento oper sollicitazioni fuori del piano (verifiche a pressoflessione ortogonale con spettro di risposta assegnato; lo spettro di risposta di progetto è definito con fattore di struttura pari a  $q = 2.25$  relativo a strutture esistenti non regolari con il limite di  $\alpha_e/\alpha_1 < 1.5$  come prescritto dalla NTC2008.



## DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE ESEGUITE.

L'analisi del complesso edilizio è stata eseguita sia nella configurazione di STATO DI FATTO che nella configurazione dello STATO DI PROGETTO, come prescritto dalla normativa vigente.

## DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

La schematizzazione del funzionamento strutturale con i presupposti di cui sopra, è stata eseguita riconducendo la fabbrica muraria in un modello a "telaio equivalente" tridimensionale risolto quindi con il metodo agli elementi finiti, a sua volta ottenuto assemblando un insieme di telai piani orditi lungo le due direzioni principali e costituiti da elementi monodimensionali verticali (maschi) ed orizzontali (fasce), fra loro collegati nei nodi. Questi ultimi sono considerati infinitamente rigidi e resistenti e quindi modellati introducendo dei tratti infinitamente rigidi alle estremità degli elementi maschio e fascia.

Tali tratti rigidi (link) sono diversamente definiti nei due piani di inflessione, complanare e ortogonale della parete; infatti, mentre per azioni complanari si considera l'irrigidimento di nodo corrispondente alle zone di intersezione maschio/fascia, per azioni ortogonali si adotta una altezza efficace (parte deformabile) pari all'altezza libera di interpiano.

Per gli elementi orizzontali (fasce di piano) le verifiche da eseguire presuppongono una capacità di tali elementi ad esplicare una resistenza a trazione, ciò grazie alla presenza di architravi e/o altri elementi, capacità che è stata confermata dalle risultanze della campagna di indagini eseguita e di cui si tratta in apposito elaborato.

Vi sono numerosi vantaggi nell'adozione del metodo con elementi monodimensionali: è pur vero che la muratura è formata da strutture a sviluppo superficiale, ma la modellazione bidimensionale è molto impegnativa dal punto di vista computazionale.

Inoltre, tale modellazione richiede algoritmi ad elementi finiti in grado di tener conto della non linearità del materiale e della non resistenza a trazione, caratteristiche di analisi molto più agevolmente implementate nel modello semplificato a telaio.

In aggiunta si consideri che tutte le verifiche di resistenza vengono svolte integrando le tensioni sulla sezione trasversale della parete (per ottenere sforzo normale, taglio e momento flettente) e quindi di fatto ci si riconduce a caratteristiche della sollecitazione che nel modello a telaio sono invece direttamente fornite dall'analisi.

Ma l'osservazione più importante consiste nella possibile illusione di risultati più precisi con modelli più sofisticati, in effetti, il problema della schematizzazione della muratura è legato alla conoscenza corretta dei parametri meccanici in gioco, oltre che dalle situazioni di geometria, vincoli e carichi; e soprattutto per gli edifici esistenti può essere fuorviante associare modelli troppo accurati a parametri incerti.

Per tutti questi motivi, il modello a telaio equivalente è visto favorevolmente anche dalla più recenti indicazioni normative.

## VERIFICHE DEL COMPORTAMENTO GLOBALE.

Il comportamento delle murature può essere sostanzialmente suddiviso in due categorie a seconda della giacitura delle sollecitazioni rispetto al piano di appartenenza degli elementi resistenti, si ha quindi un comportamento per sollecitazioni giacenti nel piano e un altro per sollecitazioni ortogonali allo spetto pieno.

Con riferimento alla prima categoria, si è optato per una valutazione in campo elastico non lineare al fine di considerare il comportamento delle membrature murarie oltre il limite elastico. Quest'ultimo avrebbe costituito una forte limitazione rispetto al reale comportamento delle strutture.

Nel secondo caso si è optato, come già detto in altro punto della presente, per la suddivisione in sottosistemi strutturali dell'estesissimo scheletrato strutturale, tale assunto è ancora più opportuno considerando il fatto che sia la geometria sia la assenza di orizzontamenti rigidi nel proprio piano, non conferiscono un comportamento di tipo rigido degli orizzontamenti stessi.

Si ha quindi:

- verifiche software PCM - AEDES (analisi statica non lineare - verifiche nel piano dei pannelli

analisi dinamica modale per verifiche a presso flessione ortogonale fuori del piano dei pannelli )

Le attività di indagini unitamente a saggi visivi eseguiti, hanno consentito di acquisire un LIVELLO DI CONOSCENZA ADEGUATA – LC2, il che ha consentito di elaborare le verifiche sulle murature adottando un Fattore di Confidenza – FC= 1,20.

Sono state eseguite e consegnate in appositi elaborati le **Verifiche globali dello stato di fatto** ricorrendo a due procedure di analisi diversificate, in particolare:

- ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER), al fine di valutare il comportamento delle membrature strutturali nel proprio piano e quindi alla verifiche di compatibilità degli spostamenti,
- ANALISI DINAMICA MODALE con fattore di struttura  $Q= 2.25$  determinato appunto con le analisi statiche non lineari di cui al punto precedente, volta alla valutazione del comportamento nei confronti di sollecitazioni ortogonali alla giacitura dei pannelli stessi (verifiche a pressoflessione ortogonale).

L'**analisi pushover** è finalizzata a cogliere il comportamento delle membrature nel piano di giacitura delle stesse nei confronti dei diversi stati limiti che la norma indica come condizioni da soddisfare:

- allo stato limite ultimo SLV: **Resistenza e Deformazione nel piano** del pannello; i due risultati assumono valori uguali in quanto i due aspetti non sono scindibili: essi derivano dall'elaborazione della curva di capacità, che riassume il comportamento 'globale' della struttura, trasformata in oscillatore monodimensionale bilineare (elastoplastico) equivalente, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite ultimo;

- agli stati limite di esercizio (SLO e SLD): **Deformazione di danno**, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite di esercizio (SLO o SLD).

Per gli altri aspetti: **Resistenza fuori piano** si fa riferimento all'**analisi dinamica modale** con fattore  $q$  che dovrà essere stato assunto coincidente con il fattore di struttura determinato in analisi pushover.

L'analisi pushover elabora una serie di curve, determinata dalle direzioni X e Y, dai versi + -, dalla presenza del momento torcente, e dal tipo di distribuzione di forze in elevazione, secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo. Fra tutte le curve elaborate, i risultati dell'analisi pushover (capacità in termini di PGA e TR, e corrispondente fattore di struttura  $q$ ) sono riferiti alla curva con risultati più sfavorevoli.

I parametri completi relativi al modello dell'edificio sono riportati nella descrizione dei dati.

Le **Verifiche di Deformazione** (verifiche degli Spostamenti), secondo §7.3.7.2, devono essere eseguite: in **SLD**: per

tutte le costruzioni; in **SLO**: per le **costruzioni di Classe d'uso III e IV**.

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (per la muratura: SLV); nel caso in cui, invece, si effettui la verifica anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLO e SLD), i relativi livelli di prestazione potranno essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. In altre parole, è possibile che le verifiche di deformazione a SLO e SLD siano ignorate.

In ogni caso, PCM svolge le verifiche di deformazione a SLO e SLD per edifici esistenti adottando i medesimi criteri relativi ai nuovi edifici (specificati in §7.3.7.2).

Le **Verifiche di Resistenza** devono essere eseguite: in **SLV**: per tutte le costruzioni [per gli edifici in muratura, si assume che la verifica a SLV implichi anche la verifica allo stato limite ultimo SLC (Stato Limite di Collasso SLC, §C8.7.1.1)]; in **SLD**: per le **costruzioni di Classe d'uso III e IV**, secondo §7.3.7.1.

L'**Indicatore di rischio**, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio. Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV), esso può essere espresso sia in termini di PGA che di  $T_R$ ; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e  $T_R$ , ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1. Il risultato coincide con il minimo indicatore di rischio fra tutte le verifiche eseguite per lo Stato Limite considerato.

In particolare:

- Per **SLO**, le verifiche sono solo per spostamenti ed il risultato può non essere considerato per costruzioni di Classe I e II.
- Per **SLD**: per costruzioni di Classe III e IV, il valore minimo dell'indicatore è valutato sulle verifiche sia per spostamenti sia per resistenza, mentre per le altre costruzioni (Classe I e II) è valutato solo sulle verifiche per spostamenti, ignorando i risultati delle verifiche a SLD per resistenza. In ogni caso, quindi, il valore dell'indicatore  $\alpha_D$  dovrà essere sempre considerato.
- Per **SLV**, le verifiche sono solo per resistenza ed il risultato dovrà essere sempre considerato, qualunque sia la Classe della costruzione.

Per un Edificio Esistente sottoposto ad Adeguamento, l'Indicatore di rischio deve essere  $\geq 1.000$ : in tal caso infatti la struttura ha il livello di sicurezza previsto dal D.M.14.1.2008. Per un Edificio Esistente sottoposto ad un'analisi di vulnerabilità sismica nel suo Stato Attuale (oppure, per un edificio esistente danneggiato di cui si sta esaminando lo Stato prima dell'intervento, inteso come Stato Pre-sisma), l'Indicatore di rischio (che può essere  $< 1.000$ ) caratterizza la sua capacità antisismica.

La **completezza dei risultati** è assicurata nei seguenti casi:

- a) Analisi lineare (statica o dinamica): si è eseguita l'analisi; il fattore q può essere tratto dalla Normativa (senza quindi la necessità di un'analisi pushover);
- b) Analisi pushover: si è eseguita l'analisi; si è quindi eseguita un'analisi lineare (statica o dinamica) utilizzando, per le verifiche allo stato limite ultimo, il fattore q calcolato in analisi pushover.

**ANALISI DELLO STATO DI FATTO IN CONDIZIONI STATICHE. SINTESI DEI RISULTATI****CONDIZIONI STATICHE IN ASSENZA DI SISMA. ANALISI DINAMICA MODALE – VERIFICHE STRUTTURE IN ELEVAZIONE E GEOTECNICHE**

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risultati	Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risultati	Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risultati
<b>Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]</b> <b>Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura</b> SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifiche di Resistenza [§4.5.5] <b>Involuppo CCC</b> PressoFlessione Complanare [§4.5.6] <b>1.130</b> 100% Taglio per Scorrimento [§4.5.6] <b>1.058</b> 100% Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6] <b>1.051</b> 100% PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D) <b>1.016</b> 100% PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2] SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1] <b>1.029</b>	<b>Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]</b> <b>Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura</b> SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifiche di Resistenza [§4.5.5] <b>Involuppo CCC</b> PressoFlessione Complanare [§4.5.6] <b>1.155</b> 100% Taglio per Scorrimento [§4.5.6] <b>1.764</b> 100% Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6] <b>1.168</b> 100% PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D) <b>1.029</b> 100% PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2] SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1] <b>1.098</b>	<b>Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]</b> <b>Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura</b> SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifiche di Resistenza [§4.5.5] <b>Involuppo CCC</b> PressoFlessione Complanare [§4.5.6] <b>1.233</b> 100% Taglio per Scorrimento [§4.5.6] <b>1.127</b> 100% Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6] <b>1.194</b> 100% PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D) <b>1.538</b> 100% PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2] SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1] <b>1.082</b>

Settore Aule

Settore Atrio

Settore Refettorio – Palestra

**ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO. SINTESI DEI RISULTATI**

La valutazione della vulnerabilità sismica della struttura nello stato di fatto, così come delle configurazioni di progetto, è stata eseguita mediante l'implementazione del modello con il software PCM della AEDES srl, tale algoritmo è affermato in campo nazionale ed è stato implementato in maniera specifica per le analisi delle strutture in murature.

Le analisi eseguite hanno evidenziato che la struttura nella configurazione di progetto determina nei diversi Stati Limite i seguenti valori minimi degli **Indicatori di Rischio Sismico in termini di PGA**:

**Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV**

**0.704 (ATRIO AULE CENTRALI ) VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (Analisi dinamica modale  $q=2.25$ );**

**Stato Limite di Operatività - SLO**

**0.857 (SETTORE AULE DX ) VERIFICHE PER AZIONI NEL PIANO (Analisi statica non lineare);**

**Stato Limite di Danno - SLD**

**0.959 (SETTORE AULE DX ) VERIFICHE PER AZIONI NEL PIANO (Analisi statica non lineare);**

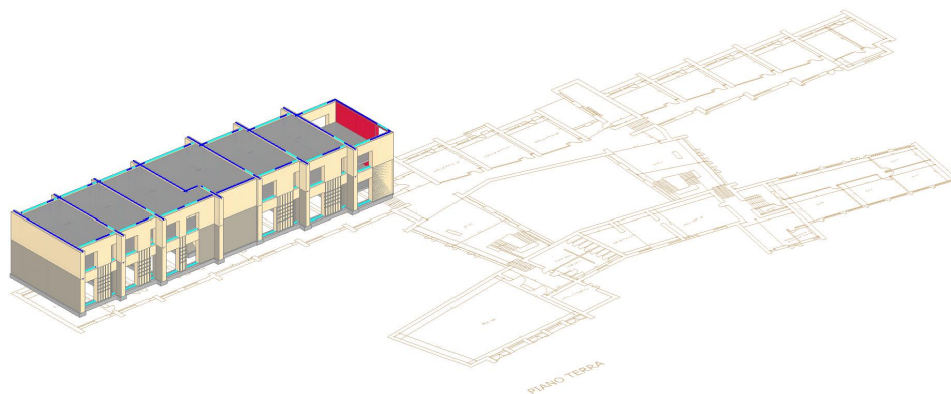
Si precisa che, in condizioni sismiche, considerando la presenza dei giunti sismici di progetto, le configurazioni degli schemi strutturali quali sono denominati come segue:

Settore Aule SX

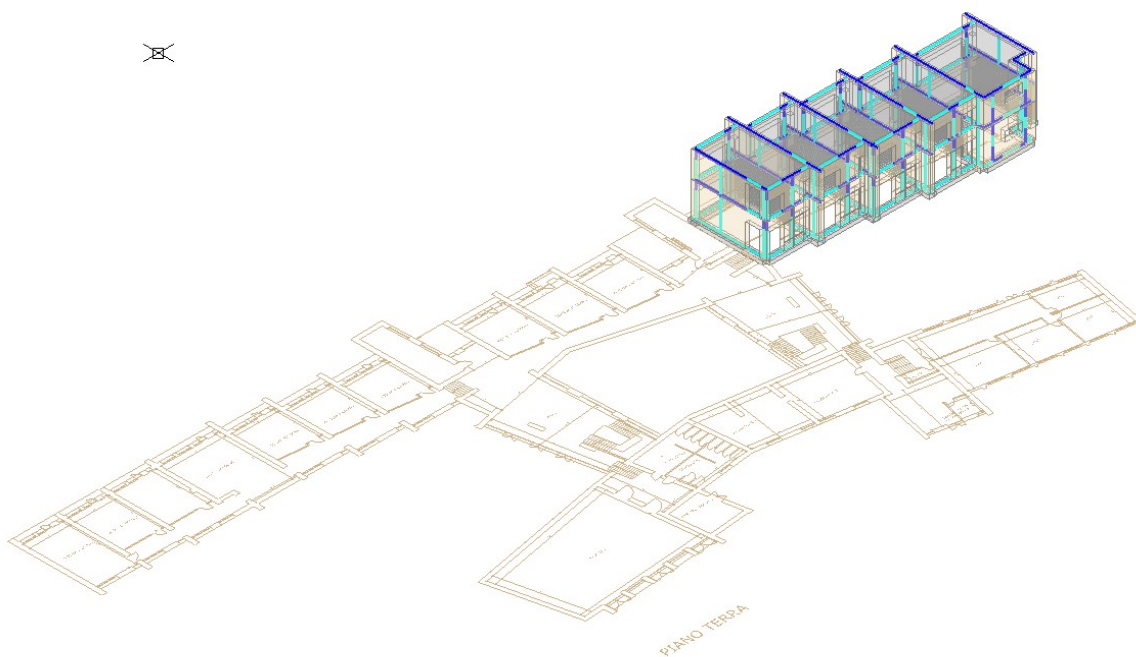
**Progetto Definitivo****Elaborato:** S.01\_RS.S – Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

Relazione sui materiali - Relazione sulla modellazione sismica

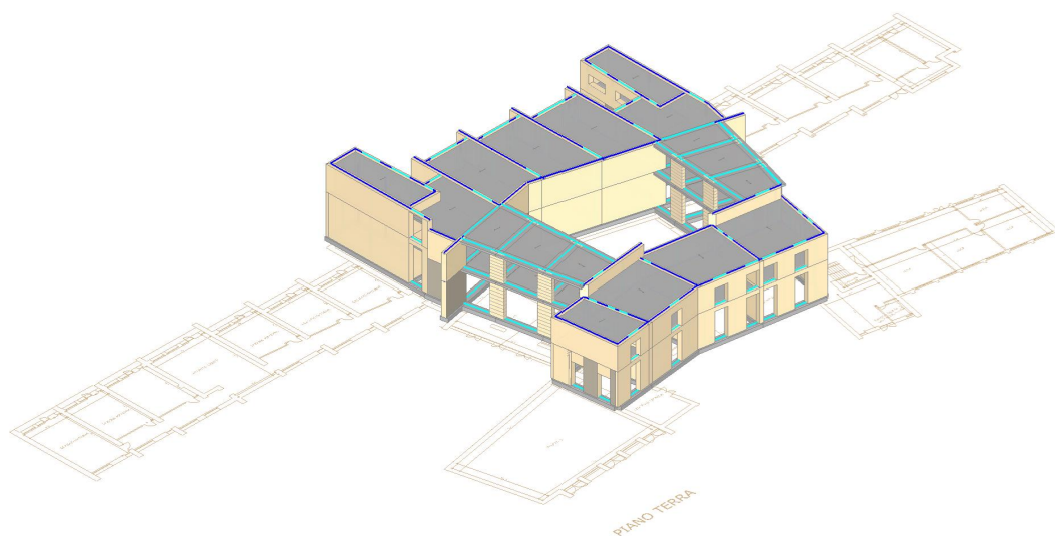
Pagina 19 di 36



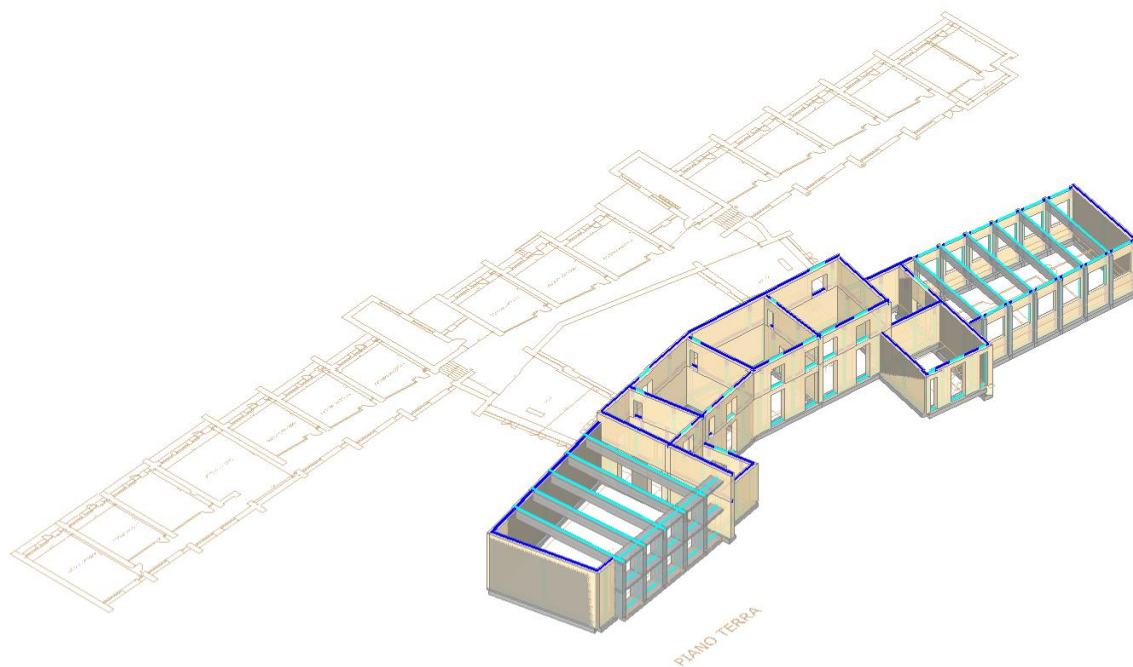
#### Settore Aule DX



#### Settore Aule centrale – Atrio

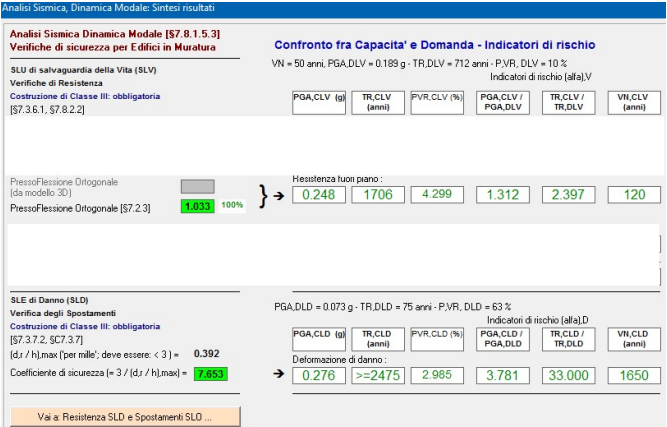


#### Settore Refettorio Palestra

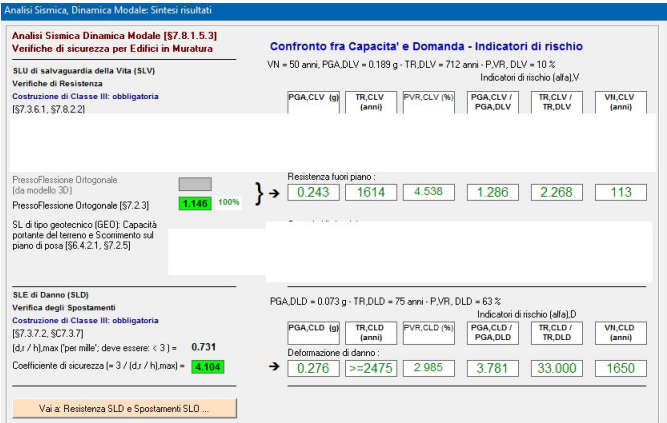


ANALISI DINAMICA MODALE CON FATTORE DI STRUTTURA - VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE  
ORTOGONALE

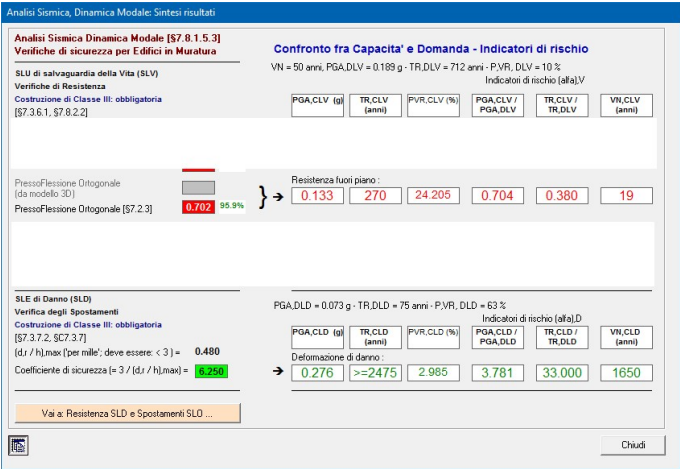
Settore Aule DX –  $IRS_{(PGA - SLV)} = 1.312$



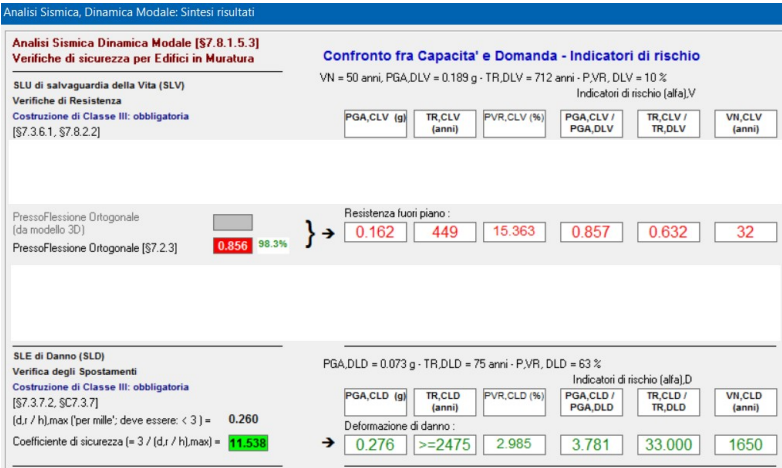
Settore Aule SX –  $IRS_{(PGA - SLV)} = 1.286$



Settore Aule centrale – Atrio –  $IRS_{(PGA - SLV)} = 0.704$



Settore Refettorio Palestra –  $IRS_{(PGA - SLV)} = 0.857$



ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) - COMPORTAMENTO NEL PIANO DI GIACITURA E COMPATIBILITÀ DEGLI SPOSTAMENTI

Settore Aule DX

IRS – Indicatori di rischio sismico - in termini di PGA

$\alpha_O = 0.857 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})$

$\alpha_D = 0.959 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})$

$\alpha_V = 1.460 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA <sub>CLV</sub>	TR <sub>CLV</sub>	PVR <sub>CLV</sub>	aV/PGA	aV/TR	VN <sub>CLV</sub>	PGA <sub>CLD</sub>	TR <sub>CLD</sub>	PVR <sub>CLD</sub>	aD/PGA	aD/TR
1	⊙	☑	E	+Y		1.478	0.372	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.070	67	67.099	0.959	0.900
2	⊙	☐	E	-Y		1.478	0.372	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.070	67	67.099	0.959	0.900
3	⊙	☐	B	+Y		1.403	0.378	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.075	77	62.185	1.027	1.028
4	⊙	☐	B	-Y		1.403	0.378	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.075	77	62.185	1.027	1.028
5	⊙	☐	B	+X		0.758	0.709	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
6	⊙	☐	B	-X		0.758	0.709	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
7	⊙	☐	E	+X		0.755	0.728	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
8	⊙	☐	E	-X		0.755	0.728	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
9	⊙	☐	B	+X	+	0.752	0.714	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
10	⊙	☐	B	+X	-	0.761	0.706	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
11	⊙	☐	B	-X	+	0.761	0.706	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
12	⊙	☐	B	-X	-	0.752	0.714	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
13	⊙	☐	B	+Y	+	1.086	0.488	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.079	88	57.310	1.082	1.175
14	⊙	☐	B	+Y	-	1.864	0.284	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
15	⊙	☐	B	-Y	+	1.864	0.284	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
16	⊙	☐	B	-Y	-	1.086	0.488	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.079	88	57.310	1.082	1.175
17	⊙	☐	E	+X	+	0.755	0.728	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
18	⊙	☐	E	+X	-	0.757	0.725	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
19	⊙	☐	E	-X	+	0.757	0.725	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
20	⊙	☐	E	-X	-	0.755	0.728	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
21	⊙	☐	E	+Y	+	1.162	0.473	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.074	75	63.176	1.014	1.001
22	⊙	☐	E	+Y	-	1.987	0.276	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
23	⊙	☐	E	-Y	+	1.987	0.276	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
24	⊙	☐	E	-Y	-	1.162	0.473	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.074	75	63.176	1.014	1.001

Settore Aule SX

IRS – Indicatori di rischio sismico - in termini di PGA

$\alpha_O = 0.982 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})$

$\alpha_D = 1.260 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})$

$\alpha_V = 1.460 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	FW	q*	q	PGA <sub>CLV</sub>	TR <sub>CLV</sub>	PVR <sub>CLV</sub>	aV <sub>PGA</sub>	aV <sub>TR</sub>	VN <sub>CLV</sub>	PGA <sub>CLD</sub>	TR <sub>CLD</sub>	PVR <sub>CLD</sub>	aD <sub>PGA</sub>	aD <sub>TR</sub>
1	●	☑	B	+X	+	0.860	0.551	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.265	2168	3.400	3.630	28.913
2	●	☐	B	+X	-	0.857	0.553	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.265	2141	3.443	3.630	28.544
3	●	☐	B	+Y	+	0.850	0.652	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.208	954	7.557	2.849	12.726
4	●	☐	B	+Y	-	0.763	0.658	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.117	195	31.864	1.603	2.606
5	●	☐	E	+X	+	1.220	0.450	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.254	1877	3.916	3.479	25.030
6	●	☐	E	+X	-	1.362	0.403	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.247	1698	4.322	3.384	22.636
7	●	☐	E	+Y	+	0.879	0.713	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.191	741	9.632	2.616	9.874
8	●	☐	E	+Y	-	1.015	0.504	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.092	120	46.543	1.260	1.597

**Settore Aule centrale – Atrio****IRS – Indicatori di rischio sismico - in termini di PGA**

$$\alpha_O = 1.321 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})$$

$$\alpha_D = 1.466 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})$$

$$\alpha_V = 0.894 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$$

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	FW	q*	q	PGA <sub>CLV</sub>	TR <sub>CLV</sub>	PVR <sub>CLV</sub>	aV <sub>PGA</sub>	aV <sub>TR</sub>	VN <sub>CLV</sub>	PGA <sub>CLD</sub>	TR <sub>CLD</sub>	PVR <sub>CLD</sub>	aD <sub>PGA</sub>	aD <sub>TR</sub>
1	●	☑	E	+Y	+	1.805	0.304	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.111	174	35.001	1.521	2.321
2	●	☐	E	+Y	-	1.806	0.304	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.115	188	32.874	1.575	2.509
3	●	☐	B	+X	+	0.421	1.304	5.000	0.180	611	11.559	0.952	0.858	43	0.180	611	11.558	2.466	8.142
4	●	☐	B	+X	-	0.428	1.282	5.000	0.180	621	11.379	0.952	0.872	44	0.181	621	11.379	2.479	8.278
5	●	☐	B	+Y	+	2.079	0.264	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.107	164	36.704	1.466	2.187
6	●	☐	B	+Y	-	2.186	0.251	5.000	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.114	185	33.382	1.562	2.462
7	●	☐	E	+X	+	0.387	1.419	5.000	0.169	506	13.786	0.894	0.710	36	0.169	506	13.783	2.315	6.743
8	●	☐	E	+X	-	0.448	1.227	5.000	0.186	684	10.379	0.984	0.961	48	0.187	684	10.379	2.562	9.126

**Settore Refettorio Palestra**

$$\alpha_O = 1.268 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})$$

$$\alpha_D = 1.384 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})$$

$$\alpha_V = 1.460 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$$

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	FW	q*	q	PGA <sub>CLV</sub>	TR <sub>CLV</sub>	PVR <sub>CLV</sub>	aV <sub>PGA</sub>	aV <sub>TR</sub>	VN <sub>CLV</sub>	PGA <sub>CLD</sub>	TR <sub>CLD</sub>	PVR <sub>CLD</sub>	aD <sub>PGA</sub>	aD <sub>TR</sub>
1	●	☑	A	+X	+	1.359	0.397	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.109	167	36.118	1.493	2.231
2	●	☐	A	+X	-	1.634	0.330	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.109	167	36.118	1.493	2.231
3	●	☐	A	+Y	+	1.676	0.218	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.196	800	8.952	2.665	10.663
4	●	☐	A	+Y	-	1.041	0.351	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.140	309	21.559	1.918	4.118
5	●	☐	E	+X	+	1.613	0.341	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.101	145	40.458	1.384	1.929
6	●	☐	E	+X	-	1.617	0.340	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.106	157	37.905	1.452	2.099
7	●	☐	E	+Y	+	1.910	0.288	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.101	145	40.458	1.384	1.929
8	●	☐	E	+Y	-	1.307	0.420	3.750	0.276	>=2475	2.985	1.460	3.476	174	0.119	208	30.316	1.630	2.769

**VERIFICHE GEOTECNICHE**

Lo studio geologico formulato dalla dott.ssa Rita Lalla ha indicato che la stratigrafia rilevata in sito è costituita come di seguito:

- 0-1,6m - materiale di riporto
- 1.60 - 4,00 m: limo sabbioso moderatamente addensato con pomici

$$\gamma_s = 25.44 \text{ kN/m}^3 - \text{peso di volume saturo}$$

$$\gamma_s = 15.63 \text{ kN/m}^3 - \text{peso di volume}$$

$$c = 0.05 \text{ kN/m}^2 - \text{coesione drenata}$$

$$\phi = 30.82^\circ - \text{angolo di attrito interno}$$

$$E_{ed} = 461287 \text{ kN/m}^2$$

**Progetto Definitivo**

**Elaborato:** S.01\_RS.S – Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

Relazione sui materiali - Relazione sulla modellazione sismica

Pagina 24 di 36

3. 4,00 - 8,00 m: lave litoidi mediamente vacuolari

Con riferimento al punto 6.3.9 della Direttiva PCM 09/02/2011 si omettono le verifiche in fondazione in quanto sono verificate le seguenti condizioni :

- Non sono presenti significativi dissesti attribuibili a cedimenti di fondazione ne' quest'ultimi si sono verificati in passato;
- Gli interventi progettati non comportano alterazioni dello schema statico del fabbricato;
- Non vi sono rilevanti modifiche alle sollecitazioni in fondazione;
- E' esclusa la possibilita' di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche

## ALLEGATO A: CALCOLO AMPIEZZA MINIMA GIUNTO STRUTTURALE

Dimensionamento del giunto sismico NTC 7.2.2					
<b>Tipo di Costruzione</b>	<b>3</b>	<i>Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica</i>			
<b>Classe d'uso</b>	<b>III</b>	<i>Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso</i>			
<b>Località</b>	<b>Longitudine</b>		<b>14.354862</b>	<b>Latitudine</b>	<b>40.813749</b>
<b>Stato limite</b>	<b>P<sub>vr</sub></b>	<b>T<sub>r</sub></b>	<b>a<sub>g</sub></b>	<b>F<sub>0</sub></b>	<b>T<sub>c</sub></b>
SLV	10	1424	0.2346	2.50	0.35
<b>Categoria di sottosuolo</b>	<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V<sub>s,30</sub> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT<sub>30</sub> &gt; 50 nei terreni a grana grossa e cu<sub>30</sub> &gt; 250 kPa nei terreni a grana fina)</i>			
<b>Categorie topografiche</b>	<b>T1</b>	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°</i>			
<b>Stato limite</b>	<b>S<sub>s</sub></b>	<b>S<sub>T</sub></b>	<b>S</b>		
SLV	1.17	1.00	1.17		
<b>Altezza edificio</b>	<b>10.0</b>	m			
<b>Spostamento singolo edificio</b>		<b>55 mm</b>			
<b>= a<sub>g</sub> S h / (0,5 × 100)</b>					
<b>Giunto sismico</b>		<b>110 mm</b>			

**ALLEGATO B: CALCOLO RINFORZI IN TESSUTO DI ACCIAIO INOX DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO.****PALESTRA – TRAVI – SEZIONE APPOGGIO - FLESSIONE**

**Rinforzo a Flessione Travi in c.a. con FRP - APPOGGIO TRAVE PALESTRA**

Inserimento dati	Materiale utilizzato	Carbonio	Tipo di esposizione	Interna	Tipo di applicazione	Tipo A	Sezione	Estremità
$N_{Ed} = 122.00 \text{ kN}$ $b = 600 \text{ mm}$ $h = 1000 \text{ mm}$ $d_1 = 20 \text{ mm}$ $d_2 = 20 \text{ mm}$ $d = 980 \text{ mm}$ $A_{s1} = 2828 \text{ mm}^2$ $A_{s2} = 1414 \text{ mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.10\%$ $R_{yk} = 10 \text{ MPa}$ $\lambda = 1.5$ $f_{ck} = 3.18 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 4.82 \text{ MPa}$ $f_{cm} = 1.22 \text{ MPa}$ $E_c = 26407 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 0.36\%$ $n = 3$ $k_{cr} = 3.00$ $b_T = 600 \text{ mm}$ $t_T = 0.18 \text{ mm}$ $A_T = 235 \text{ mm}^2$ $E_T = 280000 \text{ MPa}$ $\sigma_{T1} = 0.13\%$ $\Psi = 0.45$ $\lambda = 0.35$ $\sigma_{T2} = 1.00$	rottura bilanciata $\sigma_s = 0.13\%$ $\sigma_{s1} = 0.36\%$ $\sigma_{s2} = 0.12\%$ $\sigma_{s3} = 0.34\%$ $x_{c,ba} = 728 \text{ mm}$ $1116308.178$ $\sigma_s = 0.13\%$ $\sigma_{s1} = 0.11\%$ $\sigma_{s2} = 0.13\%$ $\sigma_{s3} = 0.11\%$ $x_c = 458 \text{ mm}$ Errore 7416702.752% $M_{Ed} = 650.2022905$ $M_{Ed} = 636.080 \text{ kNm}$	$\sigma_s = 338 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 338 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 200 \text{ MPa}$	Verifica Rottura Rottura lato FRP	Da inserire (input) Risultati importanti (Output)				
<b>Calcolo <math>\sigma</math> rottura</b> $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$ $\eta_k = 0.86$ $\eta = 0.80$ $\gamma = 1.10$ $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$	Si utilizzano rivestimenti protettivi le cui proprietà di mitigazione degli effetti dell'esposizione ambientale risultino sperimentalmente comprovate e che non saranno rimosse in una fase successiva?				<b>NO</b>			
Modalità di carico <b>Persistente (viscosità e rilassamento)</b>								
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione di estremità</b> $\eta_{Ed} = 1.20$ $l_{aE} = 143 \text{ mm}$ $k_{Ed} = 1.00$ $f_{yk} = 338 \text{ MPa}$ $f_{Ed,Ed} =$								
Si considera una lunghezza di ancoraggio minore a quella di progetto? <b>NO</b>								
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione intermedia</b> $f_{Ed,Ed} = 1017 \text{ MPa}$ $\sigma_{Ed} = 0.36\%$								
<b>Stato pre rinforzato</b> $M_0 = 669.8 \text{ kNm}$ $N_0 = 107 \text{ kN}$ $\lambda = 1.15$ $x_c = -14143 \text{ mm}$ $\sigma_{s,max} = 0.000\%$ $\sigma_{s1} = 0.000\%$ $\sigma_{s2} = 0.000\%$ $\sigma_{s3} = 0.000\%$ errore 0.000%								
$\sigma_{c,max} = 0.0 \text{ MPa}$ $\sigma_{c1} = 0.1 \text{ MPa}$ $\sigma_{c2} = -0.1 \text{ MPa}$								
<b>VERIFICA TO</b>								

## PALESTRA – TRAVI – SEZIONE APPOGGIO - TAGLIO

Inserimento dati		Materiale utilizzato		Carbonio		Tipo di esposizione		Esterna		Tipo di applicazione		Tipo B		Modalità di carico		Persistente (viscosità e rilassamento)	
Area Armatura Longitudinale	Larghezza trave	Altezza utile sezione	Copri ferro	Altezza anima trave	Resistenza caratteristica a compressione del cls	Sforzo Normale agente				Valore medio della resistenza a trazione del cls	Coeff. parziale del cls	Resistenza di progetto a trazione del cls	Resistenza di progetto a compressione del cls	Resistenza minima			
$A_{sL}$	$b_w$	$d$	$c$	$h_w$	$f_{ck}$	$N_{Ed}$	$f_{ctd}$	$f_{ctm}$	$f_{ctm}$	$f_{ctm}$	$\gamma_c$	$f_{ctd}$	$f_{cd}$	$f_{td}$	$V_{Ed}$		
1414	500	380	30	1000	N/mm <sup>2</sup>	kN	3.16	1.22	1.22	1.22	1.8	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		
Stato senza armatura di rinforzo in acciaio																	
Area cls			Compressione media	Coefficiente - ingrandimento degli inerti	Rapporto geometrico di armature longitudinali	Taglio resistente senza armature a taglio: max ( $V_{Rd1}$ )	Taglio resistente senza armature a taglio	Taglio agente									
$A_{cl}$	$0.25 A_{cl}$	$N_{Ed}/A_{cl}$	$\sigma_{cp}$	$k$	$\rho_l$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Ed}$								
800005	0.87	0.09	0.09	1.45	0.002404762	120.22	253.71	253.71	253.71								VERIFICATO
Area staffe	Passo staffe	Resistenza caratteristica allo snervamento delle armature longitudinali	Coeff. parziale dell'acciaio	Resistenza di progetto allo snervamento delle armature longitudinali	Angolo puntone cls	Angolo inclinazione staffe-asse trave											
$A_{sw}$	$s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$f_{td}$	$\theta$	$\alpha$	$\sigma_{cp}=0$	$4 \leq \sigma_{cp} \leq 4$	$2 \leq \sigma_{cp} \leq 4$	$1 \leq \sigma_{cp} \leq 2$	$f_{td}/\sigma_{cp}$						
60	250	315.00	1.15	273.91	0.79	1.57	1	1.00	1.25	2.50	NON COMPRESSA						
Stato senza armatura di rinforzo in acciaio DM 2008																	
$\sigma_{cp}$	Taglio trazione con armature a taglio	Resistenza biella compressa	Taglio resistente con armature a taglio	VERIFICATO	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	Resistenza staffe	Resistenza biella compressa	Taglio resistente con armature a taglio								
$\sigma_{cp}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	-	contributo staffe	contributo cls	$V_{Rd1}+V_{Rd1}$	$V_{Rd1,biella}$	$V_{Rd1}$								VERIFICATO
-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	kN	kN								
1.00	57.88	573.44	57.98	NO	57.98	288.09	328.07	754.59	328.07								
Angolo inclinazione fibre-asse fessure	Angolo inclinazione fibre-asse trave	Coeff. parziale per i modelli di resistenza	Spessore singolo strato rinforzo FRP	Larghezza del rinforzo di FRP	Larghezza rinforzo FRP	Passo delle strisce FRP		Modulo di elasticità normale delle fibre FRP									
$\theta$	$\theta$	$\gamma_{fr}$	$t_{fr}$	$b_f$	$w_f$	$s_f$	$0.9 d$	EF									
rad	rad	-	mm	mm	mm	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>									
1.57	1.57	1.2	0.19	100	100	300	582	270000									
								OK									
								OK									
Lunghezza efficace di ancoraggio	Coeff. Di ricoprimento	Energia specifica di frattura	Coeff. Di progetto del rinforzo FRP	Coeff. del rinforzo FRP	Fattore di conversione ambientale	Fattore di conversione per effetti di lunga durata	Resistenza di progetto alla delaminazione	Strati rinforzo FRP									
$l_a$	$k_s$	$E_{fr}$	$\gamma_{fr}$	$\gamma_r$	$\alpha_a$	$\alpha_l$	$f_{del}$	$n_f$	$R_{fr}$	$f_{fr}$	$t_{fr}$	$t_{fr}$	$t_{fr}$	$t_{fr}$			
mm	-	-	-	-	-	-	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm			
145	1.16	0.109	1.50	1.25	0.85	0.80	253.64	1	4300	1649.33	390	1					
Stato rinforzato con armatura in FRP CNR-DT 200/04																	
Scorrimento ultimo alla delaminazione																	
$l_{del}$	$s_f$	$f_{del}$	$f_{del}$														
mm	mm	mm	mm														
184	0.2	737	921														
Disposizione ad U		Contributo del rinforzo di FRP con disposizione ad U		Resistenza di calcolo													
$f_{del}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$
277.52	0.02	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09	328.09
Disposizione ad Avvolgimento		Contributo del rinforzo di FRP con disposizione ad Avvolgimento		Resistenza di calcolo													
$f_{del}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$
277.10	0.07	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15	328.15

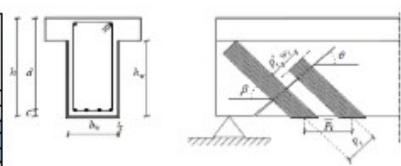
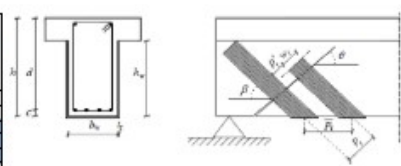
## PALESTRA – TRAVI – SEZIONE CAMPATA - FLESSIONE

Rinforzo a Flessione Travi in c.a. con FRP - TRAVI PALESTRA CAMPATA							
Inserimento dati	Materiale utilizzato	Carbonio	Tipo di esposizione	Interna	Tipo di applicazione	Tipo A	Sezione
$N_{Ed} = 122.00 \text{ kN}$ $b = 800 \text{ mm}$ $h = 1000 \text{ mm}$ $d_1 = 20 \text{ mm}$ $d_2 = 20 \text{ mm}$ $d = 880 \text{ mm}$ $A_{s1} = 2828 \text{ mm}^2$ $A_{s2} = 1414 \text{ mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.10\%$ $R_{sk} = 10 \text{ MPa}$ $\lambda = 1.5$ $f_{td} = 3.18 \text{ MPa}$ $f_{td} = 4.82 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 1.22 \text{ MPa}$ $E_c = 26407 \text{ MPa}$ $\epsilon_{sk} = 0.08\%$ $n = 3$ $k_{tr} = 3.00$ $b_{tr} = 800 \text{ mm}$ $t_{tr} = 0.19 \text{ mm}$ $A_{tr} = 285 \text{ mm}^2$ $E_{tr} = 280000 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.13\%$ $\eta = 0.45$ $\lambda = 0.35$ $\gamma_{Ed} = 1.00$	rottura bilancolata $\sigma_s = 0.13\%$ $\epsilon_s = 0.36\%$ $\sigma_{s1} = 0.12\%$ $\sigma_{s2} = 0.34\%$ $x_{c,bil} = 729 \text{ mm}$ $1116308.173$ $\sigma_s = 0.13\%$ $\epsilon_s = 0.11\%$ $\sigma_{s1} = 0.13\%$ $\sigma_{s2} = 0.11\%$ $x_c = 459 \text{ mm}$ Errore 7416702782% $M_{Ed} = 650.2022905$ $M_{Ed} = 636.080 \text{ kNm}$	$\sigma_s = 338 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 200 \text{ MPa}$ <b>Verifica Rottura</b> <b>Rottura lato FRP</b> $\sigma_s = 338 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 200 \text{ MPa}$	<div>Da inserire (input)</div> <div>Risultati importanti (output)</div>				
<b>Calcolo <math>\sigma</math> rottura</b> $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$ $\eta = 0.95$ $\sigma_s = 0.30$ $\gamma = 1.10$ $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$ Si utilizzano rivestimenti protettivi le cui proprietà di mitigazione degli effetti dell'esposizione ambientale risultino sperimentalmente comprovate e che non saranno rimossi in una fase successiva? Modalità di carico <b>Persistente (viscosità e rilassamento)</b>							
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione di estremità</b> $\gamma_{Ed} = 1.20$ $l_{dk} = 143 \text{ mm}$ $k_{dk} = 1.00$ $f_{td} = 338 \text{ MPa}$ $f_{td,Ed} =$ Si considera una lunghezza di ancoraggio minore a quella di progetto? <b>NO</b>							
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione intermedia</b> $f_{td,Ed} = 1017 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.09\%$							
<b>Stato pre rinforzato</b> $M_0 = 569.3 \text{ kNm}$ $N_0 = 107 \text{ kN}$ $\lambda = 1.15$ $x_{c0} = -14143 \text{ mm}$ $\epsilon_{s,max} = 0.000\%$ $\sigma_{s1} = 0.000\%$ $\sigma_{s2} = 0.000\%$ $\sigma_{s0} = 0.000\%$ errore 0.000% $\sigma_{s,max} = 0.0 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.1 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = -0.1 \text{ MPa}$							
<b>VERIFICA TO</b>							

## PALESTRA – PILASTRI – FLESSIONE

Rinforzo a Flessione PILASTRI PALESTRA								
Inserimento dati	Materiale utilizzato	Carbonio	Tipo di esposizione	Interna	Tipo di applicazione	Tipo B	Sezione	Estremità
$N_{Ed} = 511.00 \text{ kN}$ $b = 800 \text{ mm}$ $h = 1600 \text{ mm}$ $d_1 = 20 \text{ mm}$ $d_2 = 20 \text{ mm}$ $d = 1480 \text{ mm}$ $A_{s1} = 828 \text{ mm}^2$ $A_{s2} = 828 \text{ mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.10\%$ $R_{sk} = 10 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1.5$ $f_{sd} = 3.16 \text{ MPa}$ $f_{cd} = 4.82 \text{ MPa}$ $f_{cm} = 1.22 \text{ MPa}$ $E_c = 26407 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.36\%$ $n = 1$ $k_{\sigma} = 3.00$ $b_f = 200 \text{ mm}$ $f_f = 0.19 \text{ mm}$ $A_f = 38 \text{ mm}^2$ $E_f = 280000 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.11\%$ $\psi = 0.30$ $\lambda = 0.34$ $\gamma_{Ed} = 1.00$	rottura bilancolata $\sigma_s = 0.11\%$ $\sigma_s = 0.36\%$ $\sigma_{s1} = 0.14\%$ $\sigma_{s2} = 0.34\%$ $x_{c,Ed} = 1068 \text{ mm}$ $2021268.133$ $\sigma_s = 0.11\%$ $\sigma_s = 0.08\%$ $\sigma_{s1} = 0.14\%$ $\sigma_{s2} = 0.08\%$ $x_c = 460 \text{ mm}$ Errore 0.000% $M_{Ed} = 376.1883384$ $M_{Ed} = 324.690 \text{ kNm}$	$\sigma = 278 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma = 278 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 120 \text{ MPa}$	<div>Da inserire (input)</div> <div>Risultati importanti (Output)</div>					
<div>Verifica Rottura</div> <div>Rottura lato FRP</div>								
<b>Calcolo <math>\sigma</math> rottura</b> $f_{yk} = 2860 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 0.85$ $\eta = 0.80$ $\gamma = 1.25$ $f_{yk} = 1784 \text{ MPa}$								
Si utilizzano rivestimenti protettivi la cui proprietà di mitigazione degli effetti dell'esposizione ambientale risultino sperimentalmente comprovate e che non saranno rimossi in una fase successiva? Modellità di carico: <b>Persistente (viscosità e rilassamento)</b>								
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione di estremità</b> $\gamma_{Ed} = 1.50$ $l_a = 143 \text{ mm}$ $k_{\sigma} = 1.05$ $f_{yk} = 278 \text{ MPa}$ $f_{Ed,Ed} =$								
Si considera una lunghezza di ancoraggio minore a quella di progetto? <b>NO</b>								
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione intermedia</b> $f_{Ed,Ed} = 836 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.32\%$								
<b>Stato pre rinforzato</b> $M_0 = 273.7 \text{ kNm}$ $N_0 = 287 \text{ kN}$ $\gamma_s = 1.15$ $x_{c,Ed} = 137 \text{ mm}$ $\sigma_{s,max} = 0.004\%$ $\sigma_{s1} = 0.040\%$ $\sigma_{s2} = 0.003\%$ $\sigma_{s2} = 0.040\%$ errore 0.000%								
$\sigma_{s,max} = 3.1 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 79.2 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 6.9 \text{ MPa}$								
<div>VERIFICA TO</div>								

## PALESTRA – PILASTRI – TAGLIO

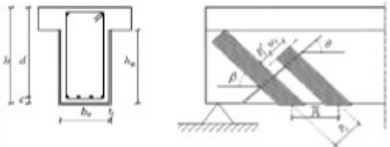
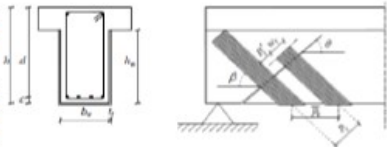
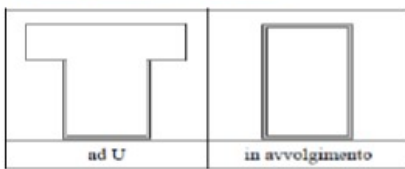
Inserimento dati				Materiale utilizzato		Carbonio		Tipo di esposizione		Esterna		Tipo di applicazione		Tipo B		Modalità di carico		Persistente (viscosità e rilassamento)		
Area Armatura Longitudinale	Larghezza trave	Altezza utile sezione	Copri ferro	Altezza anima trave	Resistenza caratteristica a compressione del cls	Sforzo Normale agente						Valore medio della resistenza a trazione del cls	Coeff. parziale del cls	Resistenza di progetto a trazione del cls	Resistenza di progetto a compressione del cls	Resistenza minima				
$A_{sl}$	$b_w$	$d$	$c$	$h_w$	$f_{ck}$	$N_{Ed}$						$f_{ctm}=f_{ctk}$	$\gamma_c$	$f_{td}$	$f_{cd}$	$V_{Rd1}$				
mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>	kN						N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>				
1414	600	980	20	1000	25.3	411					5.18	1.22	1.8	0.76	4.33	0.50				
Stato senza armatura di rinforzo in acciaio																				
Area cls			Compressione media	Coefficiente - ingrandimento degli inerti	Rapporto geometrico di armature longitudinali	Taglio resistente senza armature a taglio: max ( $V_{Rd1}$ )		Taglio resistente senza armature a taglio		Taglio agente		VERIFICATO								
$A_c$	$0.25 A_{cl}$	$N_{Ed}/A_c$	$\sigma_{cm}$	$k$	$\rho_l$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$											
mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	-	-	kN	kN	kN	kN											
600000	0.87	0.69	0.69	1.45	0.002404762	180.54	354.13	354.13	354.13											
Area staffe	Passo staffe	Resistenza caratteristica allo snervamento delle armature longitudinali	Coeff. parziale dell'acciaio	Resistenza di progetto allo snervamento delle armature longitudinali	Angolo puntone cis	Angolo inclinazione staffe-asse trave	$\alpha_{cs}$				Rapporto $f_{td}/\sigma_{cm}$		VERIFICATO							
$A_{sw}$	$s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$f_{td}$	$\theta$	$\alpha$	$\sigma_{cm}=0$	$4 \cdot \sigma_{cm}/\sigma_{cm}$	$2 \cdot f_{td}/\sigma_{cm} < 4$	$1 \cdot f_{td}/\sigma_{cm} < 2$	$f_{td}/\sigma_{cm}$									
mm <sup>2</sup>	mm	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	rad	rad	-	-	-	-	-									
60	250	315.00	1.15	273.91	0.79	1.57	1	1.16	1.25	2.10	6.33									
Stato senza armatura di rinforzo in acciaio DM 2008																				
$\alpha_{cs}$	Taglio trazione con armature a taglio	Resistenza biella compressa	Taglio resistente con armature a taglio	VERIFICATO	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$	Resistenza staffe	Resistenza biella compressa	Taglio resistente con armature a taglio	VERIFICATO										
$\alpha_{cs}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$	$V_{Rd1}$	-	contributo staffe	contributo cis	$V_{Rd1}+V_{Rd2}$	$V_{Rd1,biella}$	$V_{Rd1}$											
-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	kN	kN											
1.16	57.38	684.07	57.38	NO	57.38	268.09	325.07	784.58	325.07											
Angolo inclinazione fessure	Angolo inclinazione fibre-asse trave	Coeff. parziale per i modelli di resistenza	Spessore singolo strato rinforzo FRP	Larghezza del rinforzo di FRP	Larghezza rinforzo FRP	Passo delle strisce FRP	Modulo di elasticità normale delle fibre FRP													
$\theta$	$\beta$	$\gamma_{fr}$	$t_{fr}$	$b_f$	$w_f$	$s_f$	0.9 d	Ef												
rad	rad	-	mm	mm	mm	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>												
1.57	1.57	1.2	0.19	100	100	300	882	270000												
									perforazioni	OK										
									perforazioni	OK										
Lunghezza efficace di ancoraggio	Coeff. Di ricoprimento	Energia specifica di frattura	Coeff. Di progetto del rinforzo FRP	Coeff. del rinforzo FRP	Fattore di conversione ambientale	Fattore di conversione per effetti di lunga durata	Resistenza di progetto alla delaminazione	Strati rinforzo FRP												
$l_a$	$k_a$	$f_{ak}$	$\gamma_{fr}$	$\gamma_r$	$\alpha_a$	$\alpha_d$	$f_{del}$	$n_f$												
mm	-	-	-	-	-	-	N/mm <sup>2</sup>	-												
145	1.15	6.109	1.50	1.25	0.85	0.80	253.84	1												
Stato rinforzato con armatura in FRP CNR-DT 200/04																				
Scorimento ultimo alla delaminazione				Disposizione ad U		Contributo del rinforzo di FRP con disposizione ad U		Resistenza di calcolo		VERIFICATO										
$l_{del}$	$l_r$	$z_{fr}$	$z_{del}$	$l_{fr}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$													
mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN													
184	0.2	737	921		277.52	0.02	328.09													
				Disposizione ad Avvolgimento		Contributo del rinforzo di FRP con disposizione ad Avvolgimento		Resistenza di calcolo		VERIFICATO										
$l_{del}$	$l_r$	$z_{fr}$	$z_{del}$	$l_{fr}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$													
mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN													
					977.10	0.07	328.15													

## REFETTORIO – TRAVI – SEZIONE APPOGGIO - FLESSIONE

**Rinforzo a Flessione Travi in c.a. con FRP - TRAVI REFETTORIO**

Inserimento dati	Materiale utilizzato	Carbonio	Tipo di esposizione	Interna	Tipo di applicazione	Tipo A	Sezione	Intermedia
$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}$ $b = 300 \text{ mm}$ $h = 1000 \text{ mm}$ $d_1 = 20 \text{ mm}$ $d_2 = 20 \text{ mm}$ $d = 980 \text{ mm}$ $A_{s1} = 1414 \text{ mm}^2$ $A_{s2} = 1414 \text{ mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.10\%$ $R_{sk} = 17 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1.6$ $f_{td} = 14.39 \text{ MPa}$ $f_{td} = 8.16 \text{ MPa}$ $f_{cm} = 1.77 \text{ MPa}$ $E_c = 28017 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.36\%$ $n = 1$ $k_{cp} = 3.00$ $b_f = 200 \text{ mm}$ $t_f = 0.19 \text{ mm}$ $A_f = 38 \text{ mm}^2$ $E_f = 280000 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.60\%$ $\eta = 0.38$ $\lambda = 0.36$ $\gamma_{ed} = 1.00$	rottura bilineare $\sigma = 0.60\%$ $\sigma_s = 0.36\%$ $\sigma_{s1} = 0.45\%$ $\sigma_{s2} = 0.38\%$ $x_{c,ed} = 414 \text{ mm}$ $781031.4199$ $\sigma = 0.60\%$ $\sigma_s = 0.36\%$ $\sigma_{s1} = 0.45\%$ $\sigma_{s2} = 0.07\%$ $x_c = 146 \text{ mm}$ Errore 0.000% $M_{ed} = 315.6113117$ $M_{sd} = 180.500 \text{ kNm}$	$\sigma = 1288 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 200 \text{ MPa}$ <b>Verifica Rottura</b> <b>Rottura lato FRP</b> $\sigma = 1288 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 144 \text{ MPa}$	Da Inserire (Input) Risultati Importanti (Output)					
<b>Calcolo <math>\sigma</math> rottura</b> $f_{yk} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.36$ $\eta = 0.38$ $\gamma = 1.10$ $f_{yk} = 200 \text{ MPa}$	Si utilizzano rivestimenti protettivi le cui proprietà di mitigazione degli effetti dell'esposizione ambientale risultino sperimentalmente comprovate e che non saranno rimossi in una fase successiva? <b>NO</b> Modalità di carico <b>Persistente (Viscosità e rilassamento)</b>							
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione di estremità</b> $\gamma_{ed} = 1.20$ $l_k = 118 \text{ mm}$ $k_{ed} = 1.00$ $f_{tk} = 428 \text{ MPa}$ $f_{ed,ed} =$	Si considera una lunghezza di ancoraggio minore a quella di progetto? <b>NO</b>							
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione intermedia</b> $f_{ed,ed} = 1288 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.60\%$								
<b>Stato pre rinforzato</b> $M_{ed} = 168.8 \text{ kNm}$ $N_{ed} = 0 \text{ kN}$ $\gamma_s = 1.16$ $x_c = -14143 \text{ mm}$ $\sigma_{s,max} = 0.000\%$ $\sigma_{s1} = 0.000\%$ $\sigma_{s2} = 0.000\%$ $\sigma_{sk} = 0.000\%$ errore -1688400000.0000%	$\sigma_{s,max} = 0.0 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.0 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 0.0 \text{ MPa}$	<b>VERIFICA TO</b>						

## REFETTORIO – TRAVI – SEZIONE APPOGGIO - TAGLIO

Inserimento dati	Materiale utilizzato			Tipo di esposizione			Tipo di applicazione			Modalità di carico			Persistente (viscosità e riscaldamento)						
Area Armatura Longitudinale	Larghezza trave	Altezza utile sezione	Copritratto	Altezza anima trave	Resistenza caratteristica a compressione del c.a.	Sforzo Normale agente	Valore medio della resistenza a trazione del c.a.	Coeff. parziale dell'ole	Resistenza di progetto a trazione del ole	Resistenza di progetto a compressione e del ole	Resistenza minima								
$A_{sl}$	$b_w$	$d$	$o$	$h_w$	$R_{ck}$	$N_{Ed}$	$f_{ctd}$	$\gamma_s$	$f_{tEd}$	$f_{cEd}$	$V_{min}$								
mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>								
1414	360	880	25	1000	17.53	0	14.38	1.77	1.8	1.11	7.84	0.88							
Stato senza armatura di rinforzo in acciaio																			
Area ole			Compressione media	Coefficiente - Ingranamento degli inerti	Rapporto geometrico di armature longitudinali	Taglio resistente senza armature a taglio: max ( $V_{Rd1}$ )	Taglio resistente senza armature a taglio	Taglio agente	VERIFICATO										
$A_{sl}$	$0.2f_{ctd}$	$Ned/A_{sl}$	$\sigma_{cp}$	$k$	$\rho_l$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$											
mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	-	-	kN	kN	kN											
562000	1.53	0.09	0.50	1.45	0.004122448	101.40	302.11	302.11	208.23										
Area staffe	Passo staffe	Resistenza caratteristica allo snervamento delle armature longitudinali	Coeff. parziale dell'acciaio	Resistenza di progetto allo snervamento delle armature longitudinali	Angolo puntone ole	Angolo inclinazione staffe-asse trave	$\sigma_{sl}$				Rapporto $f_{yd}/\sigma_{cp}$	NON COMPRESSA							
$A_{sw}$	$s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$f_{tEd}$	$\theta$	$\alpha$	$\sigma_{cp}=0$	$4 < f_{tEd}/\sigma_{cp} < 4$	$2 < f_{tEd}/\sigma_{cp} < 4$	$1 < f_{tEd}/\sigma_{cp} < 2$	$f_{yd}/\sigma_{cp}$								
mm <sup>2</sup>	mm	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	rad	rad	-	-	-	-	-								
60	250	315.00	1.15	273.91	0.79	1.57	1	1.00	1.25	2.50	-								
Stato senza armatura di rinforzo in acciaio DM 2008																			
$\sigma_{sl}$	Taglio trazione con armature a taglio	Resistenza biella compressa	Taglio resistente con armature a taglio	VERIFICATO	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	Resistenza staffe	Resistenza biella compressa	Taglio resistente con armature a taglio	VERIFICATO									
$\sigma_{sl}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	-	contributo staffe	contributo ole	$V_{Rd1}+V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$										
-	kN	kN	kN	NO	67.88	228.26	288.24	788.48	288.24										
1.00	57.88	588.84	57.88	NO	67.88	228.26	288.24	788.48	288.24										
Angolo inclinazione fessure	Angolo inclinazione fibre-asse trave	Coeff. parziale per i modelli di resistenza	Spessore singolo strato rinforzo FRP	Larghezza del rinforzo di FRP	Larghezza rinforzo FRP	Passo delle strisce FRP	Modulo di elasticità normale delle fibre FRP												
$\theta$	$\beta$	$\gamma_{frp}$	$t_{frp}$	$b_f$	$w_f$	$p_f$	$E_f$												
rad	rad	-	mm	mm	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>												
1.57	1.57	1.2	0.18	100	100	300	270000	OK											
Lunghezza efficace di ancoraggio	Coeff. Di floppimento	Energia specifica di frattura	Coeff. Di progetto del rinforzo FRP	Coeff. del rinforzo FRP	Fattore di conversione ambientale	Fattore di conversione per effetti di lunga durata	Resistenza di progetto alla delaminazione	Strati rinforzo FRP											
$l_a$	$k_{frp}$	$f_{frp}$	$\gamma_{frp}$	$\gamma_f$	$\beta_a$	$\beta_d$	$f_{dEd}$	$n_f$											
mm	-	-	-	-	-	-	N/mm <sup>2</sup>	-											
120	1.18	0.175	1.50	1.25	0.85	0.80	371.82	1	4300	1848.33	175	1							
Stato rinforzato con armatura in FRP CNR-DT 200/04																			
Sovrintimento ultimo alla delaminazione				Disposizione ad U	Contributo del rinforzo di FRP con disposizione ad U	Resistenza di ostacolo	VERIFICATO												
$I_{del}$	$\epsilon_{del}$	$Z_{del}$	$Z_{del,eff}$	$t_{frp}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$													
mm	mm	mm	mm	366.02	0.03	288.28													
146	0.2	762	807				VERIFICATO												
				Disposizione ad Avvolgimento	Contributo del rinforzo di FRP con disposizione ad Avvolg.	Resistenza di ostacolo													
				$t_{frp}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd1}$													
				1044.87	0.08	288.31													

## REFETTORIO – TRAVI – SEZIONE CAMPATA - FLESSIONE

**Rinforzo a Flessione Travi in c.a. con FRP - TRAVI RETTORIO SEZIONE APPOGGIO**

Inserimento dati	Materiale utilizzato	Carbonio	Tipo di esposizione	Interna	Tipo di applicazione	Tipo A	Sezione	Estremità
$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$ $b = 300 \text{ mm}$ $h = 1000 \text{ mm}$ $d_1 = 20 \text{ mm}$ $d_2 = 20 \text{ mm}$ $d = 980 \text{ mm}$ $A_{s1} = 2828 \text{ mm}^2$ $A_{s2} = 1414 \text{ mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.10\%$ $R_{yk} = 17 \text{ MPa}$ $\lambda = 1.6$ $f_{td} = 14.38 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 3.16 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 1.77 \text{ MPa}$ $E_c = 28017 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.08\%$ $n = 2$ $k_{tr} = 3.00$ $b_f = 300 \text{ mm}$ $t_f = 0.19 \text{ mm}$ $A_f = 114 \text{ mm}^2$ $E_f = 280000 \text{ MPa}$ $\sigma_{sk} = 0.17\%$ $\eta = 0.26$ $\lambda = 0.34$ $\gamma_{Ed} = 1.00$	rottura bilancolata $\sigma_s = 0.17\%$ $\sigma_{s1} = 0.06\%$ $\sigma_{s2} = 0.16\%$ $\sigma_{s3} = 0.34\%$ $x_{c,Ed} = 878 \text{ mm}$ $997574.8482$ $\sigma_s = 0.17\%$ $\sigma_{s1} = 0.08\%$ $\sigma_{s2} = 0.16\%$ $\sigma_{s3} = 0.06\%$ $x_c = 261 \text{ mm}$ Errore -31643408.367% $M_{Ed} = 429.3367027$ $M_{Ed} = 378.760 \text{ kNm}$	$\sigma_s = 428 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s3} = 102 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 428 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 102 \text{ MPa}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">Da inserire (input)</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">Risultati importanti (Output)</div>					
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <b>Calcolo <math>\sigma</math> rottura</b>  <math>f_{yk} = 2960 \text{ MPa}</math>  <math>\eta_k = 0.96</math>  <math>\eta = 0.80</math>  <math>\gamma = 1.10</math>  <math>f_{yk} = 2038 \text{ MPa}</math> </div> <div>           Si utilizzano rivestimenti protettivi le cui proprietà di mitigazione degli effetti dell'esposizione ambientale risultino sperimentalmente comprovate e che non saranno rimosse in una fase successiva?            Modalità di carico <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Persistente (viscosità e riassorbimento)</span> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; background-color: #f0f0f0;">NO</div> </div>								
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione di estremità</b> $\gamma_d = 1.20$ $l_a = 118 \text{ mm}$ $k_a = 1.00$ $f_{tkd} = 428 \text{ MPa}$ $f_{tEd,crd} =$								
Si considera una lunghezza di ancoraggio minore a quella di progetto? <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">NO</span>								
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione intermedia</b> $f_{tEd,crd} = 1288 \text{ MPa}$ $\sigma_{Ed} = 0.60\%$								
<b>Stato pre rinforzo</b> $M_0 = 333.3 \text{ kNm}$ $N_0 = 0 \text{ kN}$ $\lambda = 1.16$ $x_c = -14143 \text{ mm}$ $\sigma_{s,max} = 0.000\%$ $\sigma_{s1} = 0.000\%$ $\sigma_{s2} = 0.000\%$ $\sigma_{s3} = 0.000\%$ errore -33333620000.000%								
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div> <math>\sigma_{s,max} = 0.0 \text{ MPa}</math>  <math>\sigma_{s1} = 0.0 \text{ MPa}</math>  <math>\sigma_{s2} = 0.0 \text{ MPa}</math> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 10px; background-color: #d0e0ff; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">VERIFICA TO</div> </div>								

## REFETTORIO – PILASTRI – FLESSIONE

Rinforzo a Flessione e PILASTRI REFETTORIO in c.a. con FRP								
Inserimento dati	Materiale utilizzato	Carbonio	Tipo di esposizione	Esterna	Tipo di applicazione	Tipo B	Sezione	Estremità
$N_{Ed} = 278.61 \text{ kN}$ $b = 300 \text{ mm}$ $h = 600 \text{ mm}$ $d_1 = 20 \text{ mm}$ $d_2 = 20 \text{ mm}$ $d = 600 \text{ mm}$ $A_{s1} = 942 \text{ mm}^2$ $A_{s2} = 942 \text{ mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 200.00 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.10\%$ $R_{sk} = 17 \text{ MPa}$ $\lambda = 1.6$ $f_{td} = 14.38 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 3.16 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 1.77 \text{ MPa}$ $E_c = 28017 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 0.38\%$ $n = 1$ $k_{\sigma} = 3.00$ $b_f = 200 \text{ mm}$ $t_f = 0.18 \text{ mm}$ $A_f = 38 \text{ mm}^2$ $E_f = 280000 \text{ MPa}$ $\sigma_{f1} = 0.13\%$ $\Psi = 0.44$ $\lambda = 0.36$ $\eta_{s1} = 1.00$	rottura bilanciata $\sigma_s = 0.10\%$ $\sigma_{s1} = 0.36\%$ $\sigma_{s2} = 0.12\%$ $\sigma_{s3} = 0.38\%$ $x_{c,Ed} = 436 \text{ mm}$ $682389.7817$ $\sigma_s = 0.10\%$ $\sigma_{s1} = 0.11\%$ $\sigma_{s2} = 0.12\%$ $\sigma_{s3} = 0.10\%$ $x_c = 288 \text{ mm}$ Errore 0.000% $M_{Ed} = 168.8514331$ $M_{Ed} = 29.640 \text{ kNm}$	$\sigma_s = 344 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 200 \text{ MPa}$ <b>Verifica Rottura</b> <b>Rottura lato FRP</b> $\sigma_s = 344 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 198 \text{ MPa}$	<div>Da Inserire (Input)</div> <div>Risultati importanti (Output)</div>					
<b>Calcolo <math>\sigma</math> rottura</b> $f_{yk} = 200 \text{ MPa}$ $\eta_s = 0.86$ $\eta = 0.80$ $\gamma = 1.25$ $f_{yk} = 160 \text{ MPa}$								
Si utilizzano rivestimenti protettivi le cui proprietà di mitigazione degli effetti dell'esposizione ambientale risultino sperimentalmente comprovate e che non saranno rimossi in una fase successiva? <b>NO</b> Modalità di carico <b>Persistente (viscosità e riassetto)</b>								
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione di estremità</b> $\eta_{s1} = 1.60$ $l_{yk} = 118 \text{ mm}$ $k_{yk} = 1.00$ $f_{yk} = 344 \text{ MPa}$ $f_{tEd,Ed} =$ Si considera una lunghezza di ancoraggio minore a quella di progetto? <b>NO</b>								
<b>Calcolo resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione intermedia</b> $f_{tEd,Ed} = 1031 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.40\%$								
<b>Stato pre rinforzato</b> $M_0 = 28.8 \text{ kNm}$ $N_0 = 243 \text{ kN}$ $\eta_s = 1.16$ $x_c = 641 \text{ mm}$ $\sigma_{s,max} = 0.001\%$ $\sigma_{s1} = 0.000\%$ $\sigma_{s2} = 0.001\%$ $\sigma_{s3} = 0.000\%$ errore 0.000%								
$\sigma_{s,max} = 3.0 \text{ MPa}$ $\sigma_{s1} = 0.2 \text{ MPa}$ $\sigma_{s2} = 2.8 \text{ MPa}$								
<b>VERIFICA TO</b>								

## REFETTORIO – PILASTRI – TAGLIO

Inserimento dati		Materiale utilizzato		Tipo di esposizione		Tipo di applicazione		Tipo B		Modalità di carico		Prestante (viscosità e riscaldamento)									
Area Armatura Longitudinale	Larghezza trave	Altezza utile sezione	Copritratto	Altezza anima trave	Resistenza caratteristica a compressione del c.a.	Sforzo Normale agente	Valore medio della resistenza a trazione del c.a.	Coeff. parziale del c.a.	Resistenza di progetto a trazione del c.a.	Resistenza di progetto a compressione del c.a.	Resistenza minima										
$A_{sl}$	$b_w$	$d$	$o$	$h_w$	$R_{ck}$	$N_{Ed}$	$f_{ctm}$	$\gamma_c$	$f_{ctd}$	$f_{cd}$	$V_{min}$										
mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>										
1414	300	680	20	600	17,53	241	14,38	1,77	1,11	7,84	1,01										
Stato senza armatura di rinforzo in acciaio																					
Area c.a.	Compressione media	Coefficiente - Ingranamento degli Inerti	Rapporto geometrico di armature longitudinali	Taglio resistente senza armature a taglio: max ( $V_{Rd1}$ )	Taglio resistente senza armature a taglio	Taglio agente															
$A_{sl}$	$0,2f_{ctd}$	$Ned/A_{sl}$	$\sigma_{sp}$	$k$	$\rho_l$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$	$V_{Rd3}$	$V_{Ed}$	VERIFICATO											
mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	-	-	kN	kN	kN	kN												
180000	1,63	1,34	1,34	1,68	0,008128437	106,48	210,14	210,14	84												
Area staffe	Passo staffe	Resistenza caratteristica allo snervamento delle armature longitudinali	Coeff. parziale dell'acciaio	Resistenza di progetto allo snervamento delle armature longitudinali	Angolo puntone c.a.	Angolo inclinazione staffe-asse trave	$\alpha_{sl}$				Rapporto $f_{td}/\sigma_{sp}$										
$A_{st}$	$s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$f_{td}$	$\theta$	$\alpha$	$\sigma_{sp}=0$	$4 < \sigma_{sp}/\sigma_{sp} < 4$	$2 < \sigma_{sp}/\sigma_{sp} < 4$	$1 < \sigma_{sp}/\sigma_{sp} < 2$	$f_{td}/\sigma_{sp}$										
mm <sup>2</sup>	mm	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	rad	rad	-	-	-	-	-										
80	250	315,00	1,16	273,81	0,78	1,67	1	1,18	1,25	2,08	6,71										
Stato senza armatura di rinforzo in acciaio DM 2008																					
$\alpha_{sl}$	Taglio trazione con armatura a taglio	Resistenza biella compressa	Taglio resistente con armatura a taglio	VERIFICATO	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$	Resistenza staffe	Resistenza biella compressa	Taglio resistente con armatura a taglio												
$\alpha_{sl}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$	$V_{Rd3}$	-	contributo staffe	contributo c.a.	$V_{Rd1}+V_{Rd2}$	$V_{Rd3}$	$V_{Rd4}$	VERIFICATO											
-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	kN	kN												
1,18	34,32	361,84	84,93	NO	34,32	116,78	160,11	388,98	160,11												
Angolo inclinazione fessure	Angolo inclinazione fibre-asse trave	Coeff. parziale per i modelli di resistenza	Spessore singolo strato rinforzo FRP	Larghezza del rinforzo di FRP	Larghezza rinforzo FRP	Passo delle strisce FRP	Modulo di elasticità normale delle fibre FRP														
$\theta$	$\beta$	$\gamma_{Rd}$	$t_{f1}$	$b_f$	$w_f$	$p_f$	$E_f$														
rad	rad	-	mm	mm	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>														
1,67	1,67	1,2	0,18	100	100	250	270000														
Lunghezza efficace di ancoraggio	Coeff. Di riopimento	Energia specifica di frattura	Coeff. Di progetto del rinforzo FRP	Coeff. del rinforzo FRP	Fattore di conversione ambientale	Fattore di conversione per effetti di lunga durata	Resistenza di progetto alla delaminazione	Strati rinforzo FRP													
$l_a$	$k_f$	$G_{Rd}$	$\gamma_{Rd}$	$\gamma_f$	$\alpha_a$	$\alpha_l$	$f_{Rd}$	$n_f$	$R_d$	$f_{Rd}$	$r_d$	$\theta_a$									
mm	-	-	-	-	-	-	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	mm	-									
120	1,16	0,176	1,60	1,25	0,86	0,80	371,73	1	4300	1948,93	160	1									
Stato rinforzato con armatura in FRP CNR-DT 200/04																					
Spostamento ultimo alla delaminazione				Disposizione ad U		Contributo del rinforzo di FRP con disposizione ad U		Resistenza di ostacolo													
$l_{d1}$	$l_{d2}$	$z_{Rd}$	$z_{Rd,lim}$	$f_{Rd}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$	$V_{Rd3}$	VERIFICATO													
mm	mm	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN														
146	8,2	482	647	843,18	0,02	160,15															
				Disposizione ad Avvolgimento		Contributo del rinforzo di FRP con disposizione ad Avvolg.		Resistenza di ostacolo													
$f_{Rd}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$	$V_{Rd3}$	VERIFICATO																	
N/mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN																		
894,96	0,06	160,15																			