

COMUNE DI SCICLI

LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI RAGUSA

SETTORE LAVORI PUBBLICI E RIQUALIFICAZIONE E VALORIZZAZIONE DEL PATRIMONIO E DELLE INFRASTRUTTURE



Oggetto:

PON 2014/2020, FONDO EUROPEO DI SVILUPPO REGIONALE (FESR), ASSE II, OBIETTIVO SPECIFICO 10.7, AZIONE 10.7.1 - AVVISO PUBBLICO MIUR PER LA PRESENTAZIONE DI PROPOSTE PROGETTUALI PER LA REALIZZAZIONE DI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE DEGLI EDIFICI PUBBLICI ADIBITI AD USO SCOLASTICO.

PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO E DIAGNOSI SISMICA ED ENERGETICA DELL'EDIFICIO APPARTENENTE ALL'ISTITUTO COMPRENSIVO "GIOVANNI D'ANTONI" SCUOLA MEDIA "LIPPARINI"-MICCIGGIE' IN PIAZZA ITALIA, SCICLI

1° STRALCIO FUNZIONALE

Ditta:

Comune di Scicli



UNIONE EUROPEA

FONDI
STRUTTURALI
EUROPEI

PER LA SCUOLA - COMPETENZE E AMBIENTI PER L'APPRENDIMENTO-FESR

pon
2014-2020



Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca
Dipartimento per la Programmazione
Direzione Generale per interventi in materia di edilizia scolastica, per la gestione dei fondi strutturali per l'istruzione e per l'innovazione digitale
Ufficio IV

MIUR

Oggetto: RELAZIONE DI CALCOLO

Scala:

I Progettisti:

Arch. Gaetano Manganello

Arch. Carmelo Tumino

Data:

15 Gennaio 2018

TAV. n.

S04

I collaboratori:

- Progetto architettonico: arch. Simona Tumino, arch. Federica La Terra
- Progetto strutturale: Ing. Giorgio Linguanti, Ing. Gianluca Iacono
- Progetto impiantistica: Ing. Giuseppe Frullo
- Indagini geologiche: geologo dott. Massimo Petralia
- Indagini sismiche: betonisti Ing. Gaetano Fidele
- Render: Marco Garli, Vincenzo Bruni
- Computo metrico: geom. Fernando Cutuli



ARCHITREND ARCHITECTURE

Gaetano Manganello Carmelo Tumino architetti

Internet: www.architrend.it

Via Padre G. Tumino, 23 RAGUSA

E-mail: studio@architrend.it

Tel-Fax: 0932 602201

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	Normative Nazionali	5
2.2	Normative Europee.....	5
2.3	CNR	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1	Relazione geologica.....	6
4	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO.....	7
4.1	Analisi storico critico [D.M. 14.01.2008 p.to 8.5.1 e C 8.5.1]	7
4.2	Rilievo geometrico strutturale [§ C.8.5.2]	12
5	QUADRO FESSURATIVO.....	12
6	DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO	13
6.1	Inserimento Controventi.....	13
6.2	Inserimento setti in c.a.....	14
6.3	Intervento Localizzato dei nodi in frp.....	15
6.3.1	Modalità esecutive	17
6.4	Inserimento travi HEA 240	26
7	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIF. (P.TO 2.4-D.M.14-01-08).....	27
7.1	Vita Nominale P.to 2.4.1.	27
7.2	Classe d'uso P.to 2.4.2.....	27
7.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica p.to 2.4.3.....	27
8	COMBINAZIONI DELLE AZIONI (P.TO2.5.3D.M. 14-01-08)	28
9	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI (P.TO3.2.4 D.M. 14.01.08)	29
10	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOLOGICO DEL SITO	30
11	AZIONI SULLE STRUTTURE	31
12	ANALISI DEI CARICHI	31
12.1	Azione della Neve.....	31
12.2	Pesi Propri Strutturali P.to 3.1.2 del D.M. 14.01.08.....	32
12.3	Azioni Permanenti	33
12.3.1	Solaio aule.....	33
12.3.2	Solaio Copertura.....	33
12.4	Carichi variabili	34
13	REGOLARITÀ STRUTTURALE (P.TO 7.2.2.)	35
13.1	Regolarità strutturale	35
14	FATTORE DI STRUTTURA (P.TO 7.5.2.1. E P.TO 8.7 E C. 8.7.2.4.).....	36
14.1	Strutture in c.a. struttura	36
15	AZIONE SISMICA (PUNTO 3.2).	37
15.1	Determinazione delle categorie del sottosuolo.....	37
15.2	Individuazione della pericolosità del sito	38
15.3	Scelta della strategia di progetto.....	40
15.4	Valutazione azione sismica (p.to 3.2.3 D.m. 14-01-08).....	42
15.4.1	Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (p.to 3.2.3.2.1 D.m. 14-01-08).....	42
15.4.2	Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali (p.to 3.2.3.2.2 D.m. 14.01.08)	42
15.5	Determinazione dell'azione di progetto	42
16	MODELLAZIONE DI CALCOLO E METODO DI ANALISI.....	48
16.1	Analisi Statica lineare con spettro di progetto (p.to 7.3.3.2)	48
17	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO AUTOMATICO 3D MACRO	48
17.1	Origine dei codici utilizzati	48
17.1.1	Origine dei codici utilizzati 3d macro	48
17.2	Affidabilità dei codici utilizzati.....	55
17.3	Validazione dei codici	55
17.4	Informazioni sull'elaborazione.....	55

18	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	56
19	METODO DI PROGETTAZIONE E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	56
19.1	analisi dello stato di fatto	56
19.2	Analisi dello stato di progetto.....	58
20	VERIFICA STRUTTURA IN ACCIAIO PASSERELLA.....	59
20.1	Analisi dei carichi.....	59
20.2	Verifica dell'elemento in acciaio.....	60
20.3	Verifica del nodo Hea 240 - c.a.....	70
20.4	Verifica upn 240 hea 240.....	75
21	TRAVE HEA 200 – LATO CORRIDOIO NUOVO.....	80

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 1.....	4
Figura 2 Pianta Fondazione	7
Figura 3 Pianta Piano Terra	8
Figura 4 Pianta Piano Primo	8
Figura 5 Pianta Piano Tipo	9
Figura 6 Prospetto Principale	9
Figura 7 Prospetto Interno	10
Figura 8 Pianta Piano Terra	10
Figura 9 Pianta Piano Primo	11
Figura 10 Pianta Piano Terzo e Quarto	11
Figura 11 Particolare della facciata	13
Figura 12.....	14
Figura 13.....	15
Figura 14 Fasce diagonali con tessuto metallico unidirezionale su nodo d'angolo.....	16
Figura 15 Fasce diagonali con tessuto metallico unidirezionale su nodo intermedio.....	16
Figura 16 Rinforzo a taglio con configurazione ad U delle estremità delle travi di un nodo d'angolo.....	16
Figura 17 Rinforzo a taglio con configurazione ad U delle estremità delle travi di un nodo intermedio.....	16
Figura 18.....	31
Figura 19.....	17
Figura 20.....	18
Figura 21.....	18
Figura 22.....	19
Figura 23.....	19
Figura 24.....	20
Figura 25.....	20
Figura 26.....	21
Figura 27.....	21
Figura 28.....	22
Figura 29.....	23
Figura 30.....	23
Figura 31.....	24
Figura 32.....	24
Figura 33 Individuazione del sito.....	30
Figura 34 Coordinate del sito e individuazione dei parametri.....	38
Figura 35 Valori dei parametri a_g , $F_o T_c$, per i periodi di ritorno T_r di riferimento	38
Figura 36 Valori dei parametri a_g , $F_o T_c$, per i periodi di ritorno T_r di riferimento	39
Figura 37 Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_r di riferimento.....	39
Figura 38.....	40
Figura 39 Valori dei parametri a_g , $F_o T_c$, per i periodi di ritorno T_r di riferimento	40
Figura 40 valori dei parametri a_g , $f_o t_c$, per i periodi di ritorno t_r associati a ciascun stato limite	41
Figura 41 Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite	41
Figura 42 slo	43
Figura 43 Spettro di progetto di risposta per componente orizzontale SLO	43
Figura 44 Diagramma dello spettro di progetto allo SLO	44
Figura 45 SLD.....	44
Figura 46 Spettro di progetto di risposta per componente orizzontale SLD	45
Figura 47 Diagramma dello spettro di progetto allo SLD	45
Figura 48.....	46
Figura 49.....	46
Figura 50 slv	47
Figura 51.....	49
Figura 52.....	50
Figura 53.....	50
Figura 54.....	51
Figura 55.....	51
Figura 56.....	52
Figura 57.....	52
Figura 58.....	53
Figura 59.....	53
Figura 60.....	53
Figura 61.....	54
Figura 62.....	54
Figura 63.....	55
Figura 64.....	57
Figura 65.....	57
Figura 66.....	57
Figura 67.....	58
Figura 68.....	58
Figura 69 Verifica di Resistenza.....	60
Figura 70 Verifica di stabilità	60

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il progetto di adeguamento sismico del complesso scolastico appartenente all'Istituto comprensivo "Giovanni Dantoni" C.M. RGI8200R, scuola media Lipparini – Miccichè ubicata in Piazza Italia n.40 Comune di Scicli.

Nell'ambito del progetto di adeguamento sismico inoltre sono state apportate delle modifiche nell'ambito della distribuzione funzionale dell'immobile stesso, e nella modifica della facciata esistente che presenta delle criticità dal punto di vista architettonico che strutturale.

FIGURA 1

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE NAZIONALI

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 Nuove norme tecniche per le costruzioni - pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale del 04-02-2008;
- Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 esplicativa delle NTC 2008;

2.2 NORMATIVE EUROPEE

Eurocodice 0 – 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, pesi 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

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

Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno

- UNI EN 1995-1-1:2009 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 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
- 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
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2009 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

2.3 CNR

- **CNR-DT 206/2007** Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno;

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 RELAZIONE GEOLOGICA.

La relazione geologica è stata redatta dal Dott. Geol. Massimo Petralia di cui si riporta un estratto con i parametri necessari per la progettazione strutturale dell'immobile.

- Latitudine WGS84 36.792489
- Longitudine WGS84 14.706647
- Latitudine ED50 36.793563
- Longitudine ED50 14.707462
- Quota 110 m s.l.m.

L'indagine che sono state eseguite sono le seguenti:

1. Pozzetto di ispezione della fondazione;
2. Esecuzione di 1 sondaggio a carotaggio continuo;
3. Esecuzione di 2 prove SPT.

Così come riportato nella relazione Geologica allegata si sono determinati i seguenti parametri geotecnici

Parametri Geotecnici caratteristici per la verifica a collasso per carico limite

Strato 1: Materiale di Riporto

- Spessore 0.50 a 4.00 (mediamente 2.5 m)
- Peso di Volume γ_k 1910.0 kg/m³;
- Angolo di attrito ϕ_k 30.40°;
- Coesione c_k 0.00 kg/cm²;
- Modulo Elastico E_k 81.71 kg/cm²

Strato 2: Materiale di Riporto

- Spessore +6.50 a 11.00
- Peso di Volume γ_k 1980.0 kg/m³;
- Angolo di attrito ϕ_k 32.40°;
- Coesione c_k 0.00 kg/cm²;
- Modulo Elastico E_k 133.1 kg/cm²
- Coefficiente di Winkler K_w 4.14 kg/cm³

4 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

4.1 ANALISI STORICO CRITICO [D.M. 14.01.2008 P.TO 8.5.1 E C 8.5.1]

Si tratta di un immobile che è stato progettato e realizzato intorno agli anni '60.

Precisamente il progetto è dell'Arch. Cilia che è stato progettista dei lavori dell'intero immobile, esso viene realizzato attraverso la demolizione di un convento realizzato in muratura di cui si pensa che le strutture di fondazione siano ancora al di sotto dell'attuale edificio.

L'edificio oggetto di progettazione è stato realizzato interamente in c.a. realizzato nello stesso periodo storico.

Attraverso la consultazione dei documenti storici è stato possibile determinare gli esecutivi dei vari impalcati, gli architettonici del '62 e soprattutto il computo metrico estimativo in cui è riportata la contabilità della direzione dei lavori. Quest'ultima è stata utile per determinare le dimensioni dei pilastri e delle travi, ma non le armature le quali sono state indicate come percentuale di peso al mc di calcestruzzo.

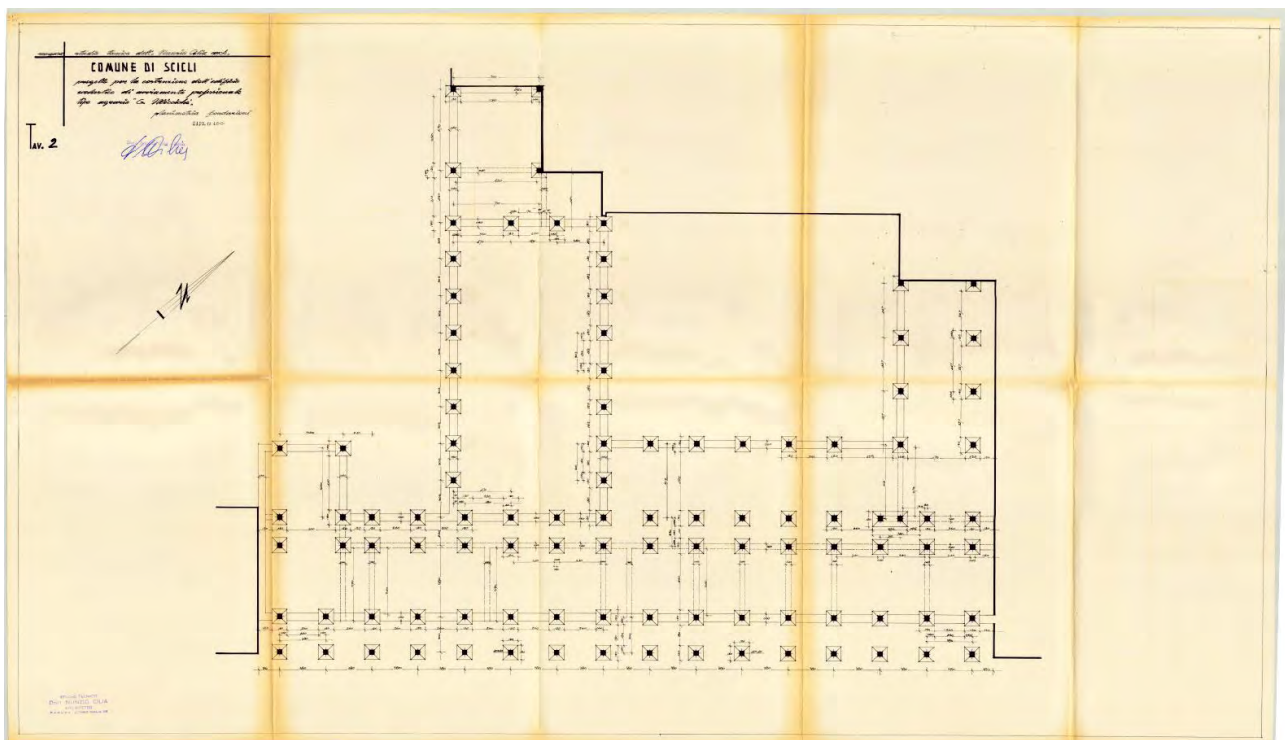


FIGURA 2 PIANTA FONDAZIONE

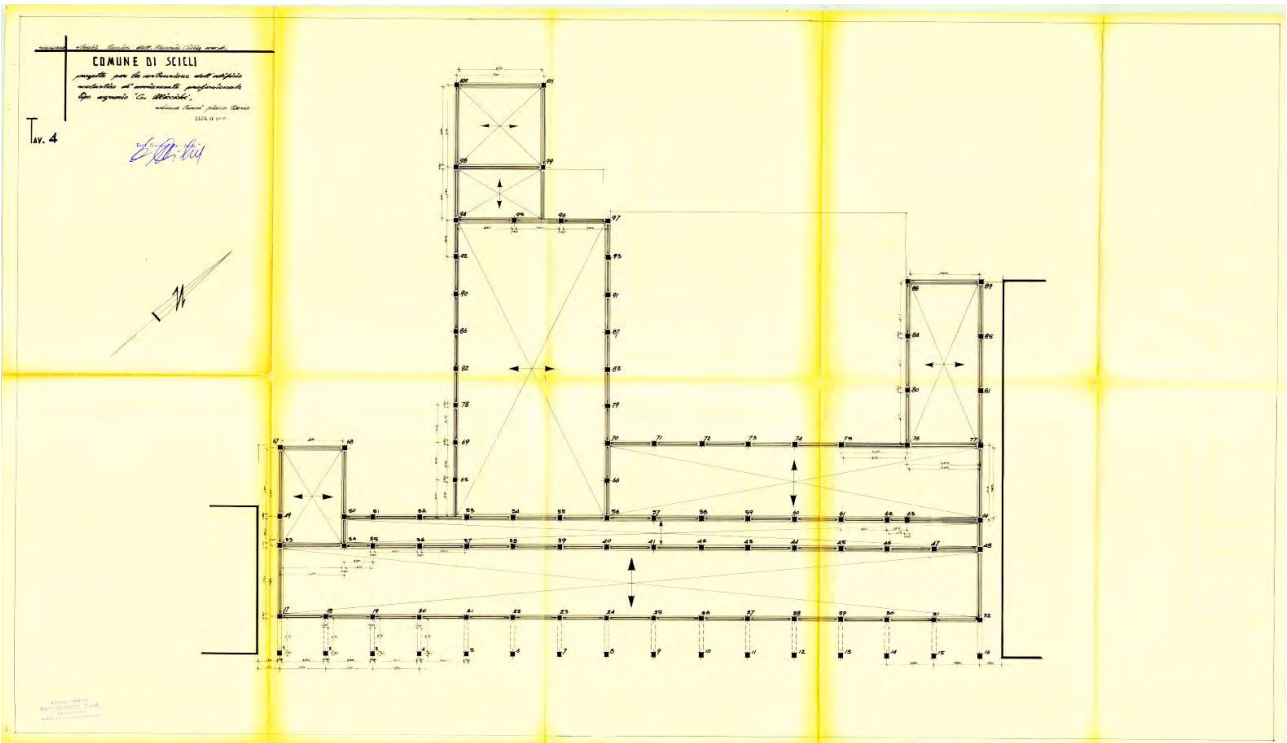


FIGURA 3 Pianta Piano Terra

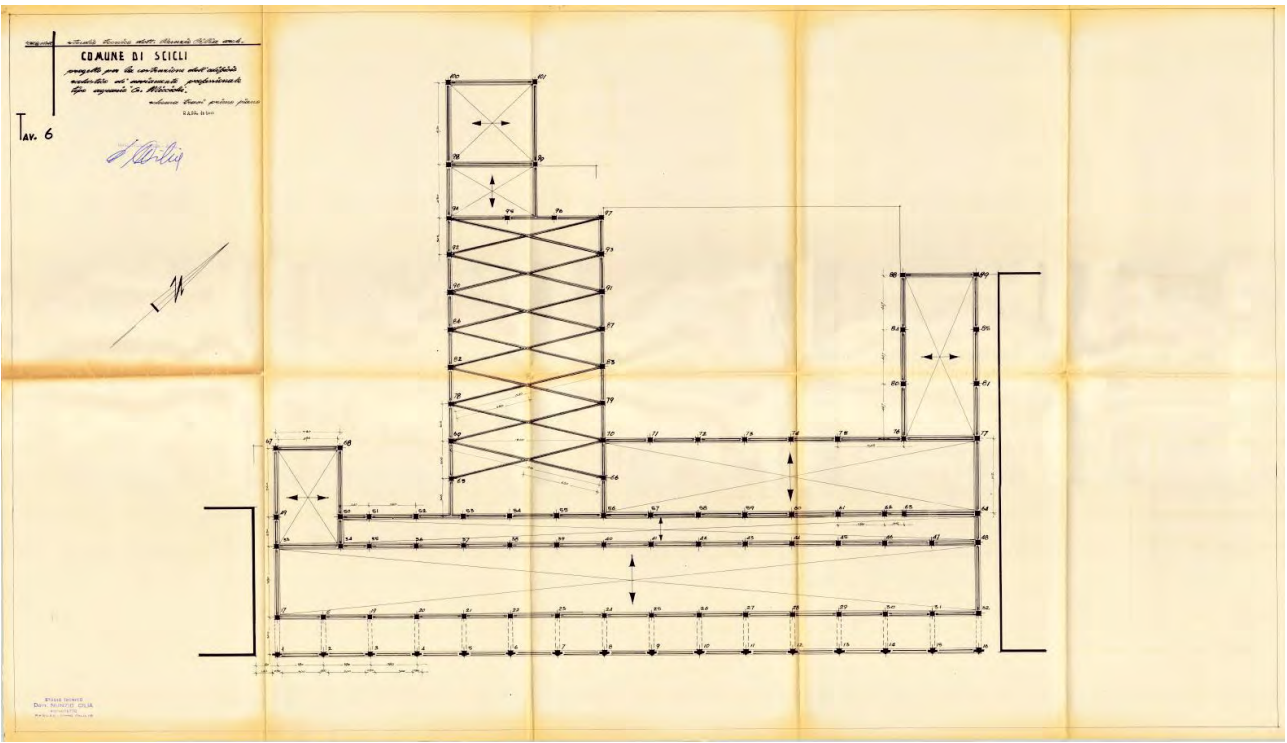


FIGURA 4 Pianta Piano Primo

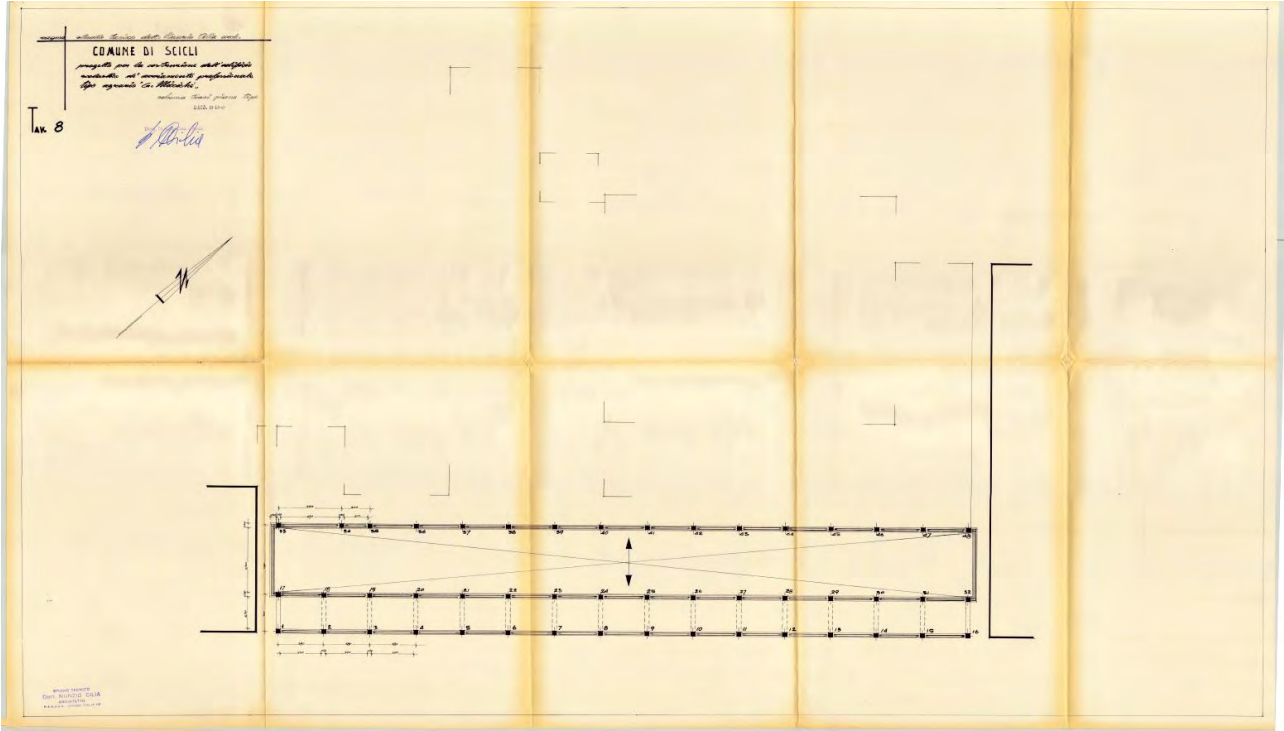


FIGURA 5 PIANTA PIANO TIPO

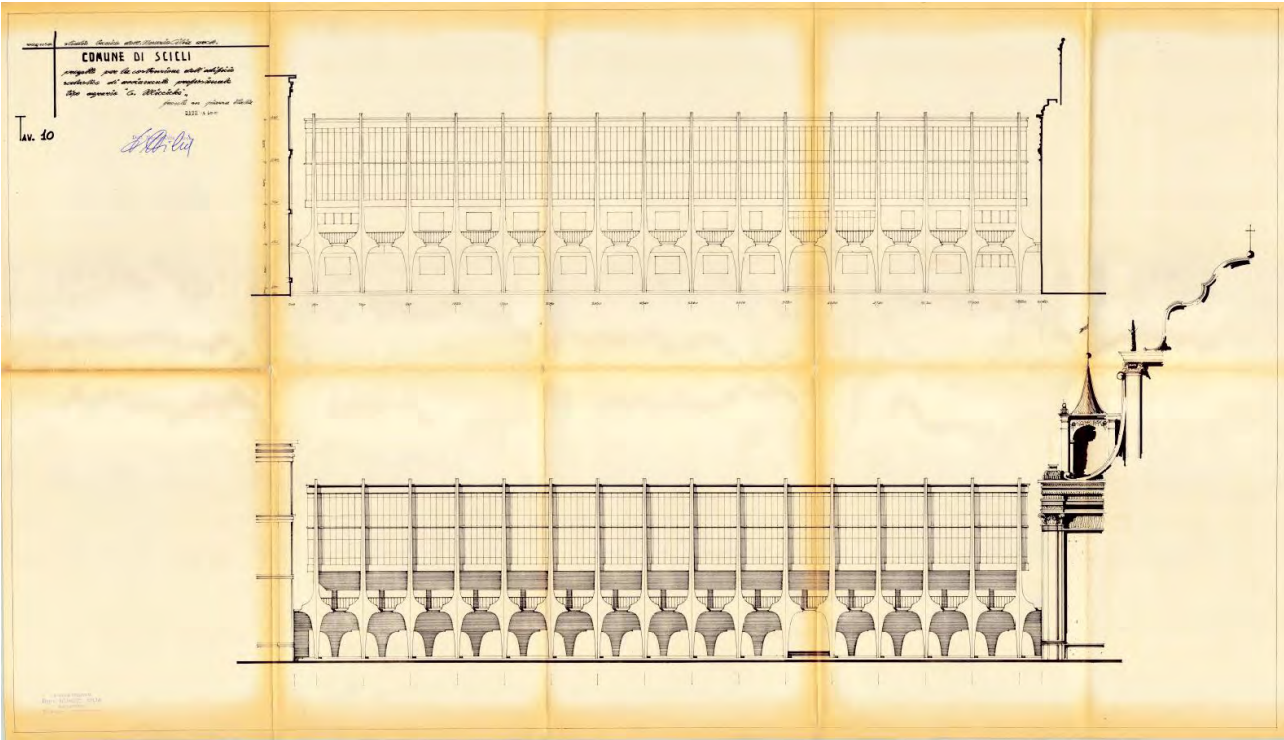


FIGURA 6 PROSPETTO PRINCIPALE

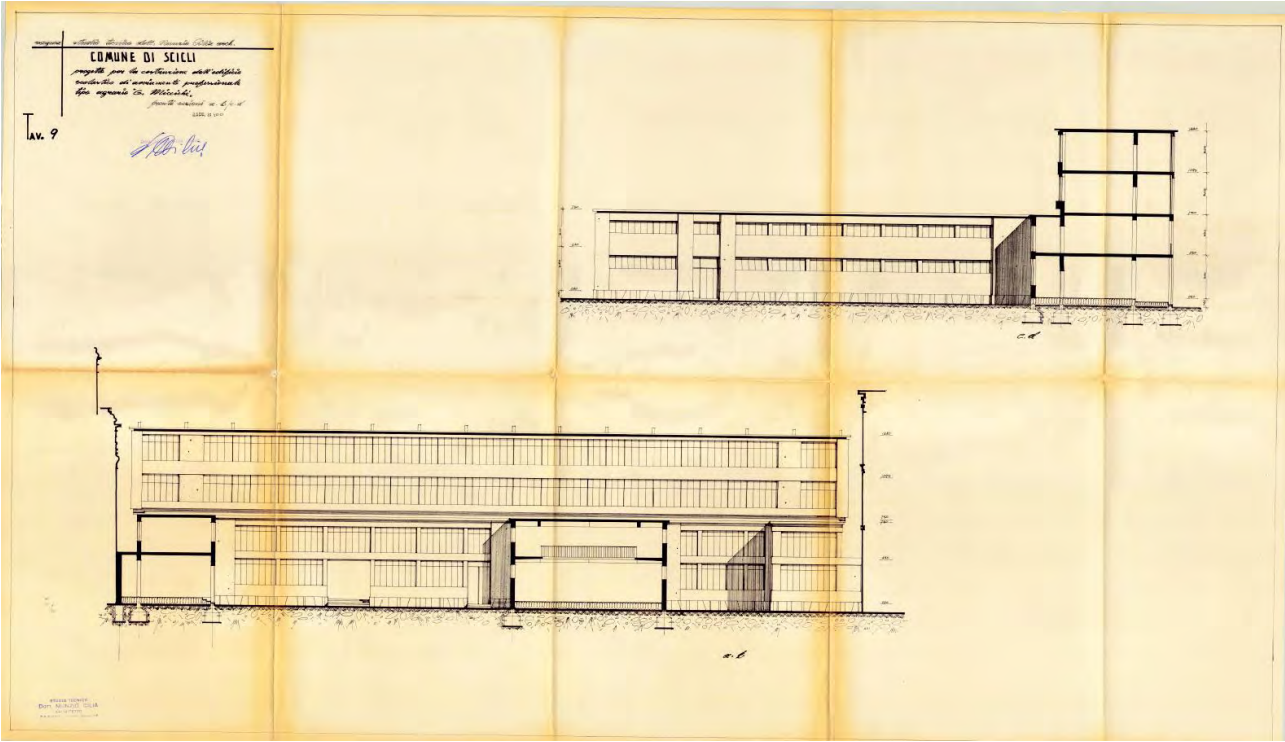


FIGURA 7 PROSPETTO INTERNO

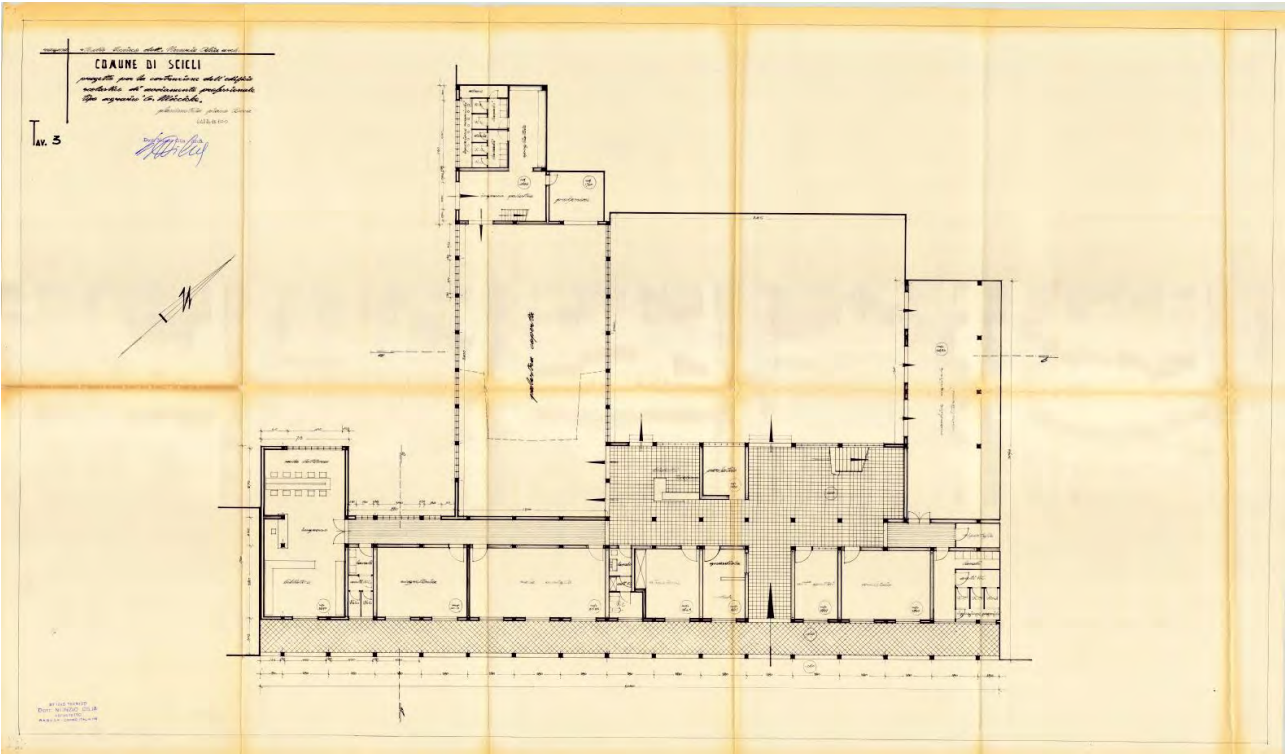


FIGURA 8 PANTA PIANO TERRA

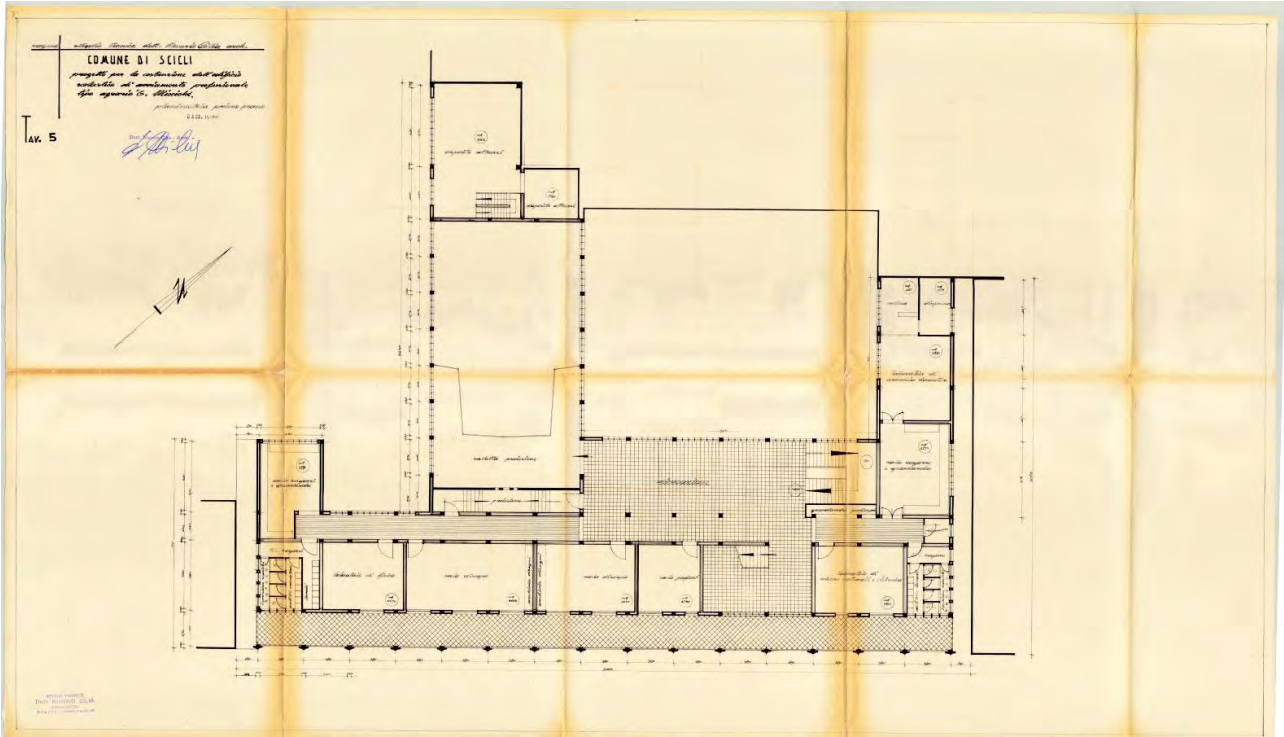


FIGURA 9 Pianta Piano Primo

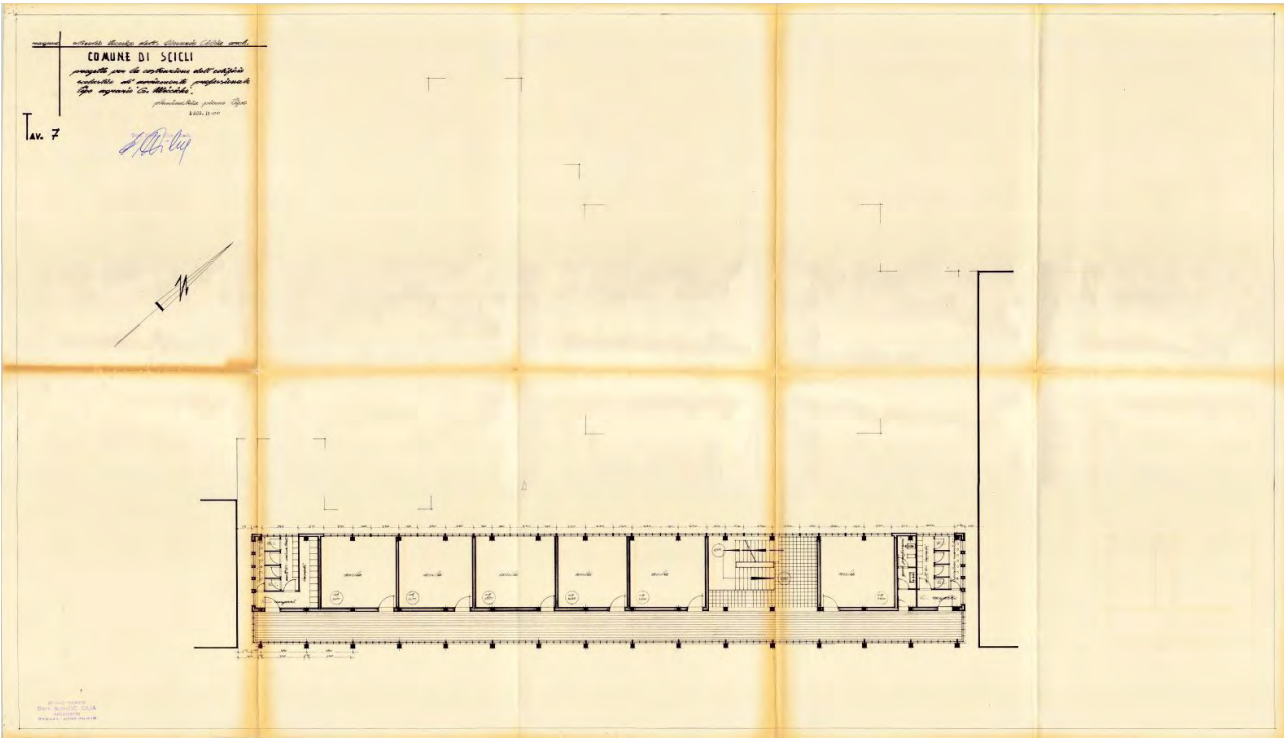


FIGURA 10 Pianta Piano Terzo e Quarto

4.2 RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE [§ C.8.5.2]

Attraverso una campagna di indagini e le carpenterie in possesso è stato possibile raggiungere un **livello di conoscenza LC2**.

Attraverso una indagine a campione con l'ausilio delle carpenterie e il computo metrico è stato possibile determinare le dimensioni dei vari elementi strutturali, **le quali andranno meglio approfondite in fase di progetto esecutivo in modo da raggiungere un livello di conoscenza più accurato della struttura.**

Per le armature delle travi e dei pilastri si è fatto affidamento alle indagini pacometriche che sono state effettuate sulla struttura esistente da parte di una ditta specializzata per questo tipo di lavori

Di seguito si riporta una descrizione dello stato di fatto

- **Fondazione:** la fondazione a plinti di dimensioni 120X120 circa collegate tra di loro in sul perimetro dell'edificio con delle travi di dimensioni 50x80 cm il piano di posa delle fondazioni esistenti si trova a circa 170 cm rispetto al piano di campagna e inoltre è stato realizzato uno staro di magrone di circa 20 cm;
- **Pilastri:** i pilastri presentano dimensioni variabili e sono di dimensioni 45x45 al piano terra e primo eccezion fatta per la palestra che sono dimensioni 50x60 cm, al piano primo 40x40 cm e ai piani secondo e terzo 30x30 cm
- **Travi** le travi del primo e del secondo solaio presentano dimensioni 30x60 e 30x50, al secondo solaio da travi di dimensioni 30x40;
- **Solai** i solai del I° impalcato sono del tipo gettato in opera e presentano con un'altezza di 21 cm 16+5 cm;
- **Il solaio di copertura della palestra** è composto da un piastra nervata composta da travi 25x70 incrociate e da solaio in latero cemento.
- **Facciata** è composta da una struttura in c.a. con dello spessore di circa 16 cm ancorata con la struttura attraverso 10 cm di sovrapposizione con i solai dei vari piani.

5 QUADRO FESSURATIVO

Non è presente nessuna fessurazione e cedimento differenziale della struttura.

Dal punto di vista della vulnerabilità sismica è rappresentata dalla facciata in quanto scarasamenta ancorata alla struttura.

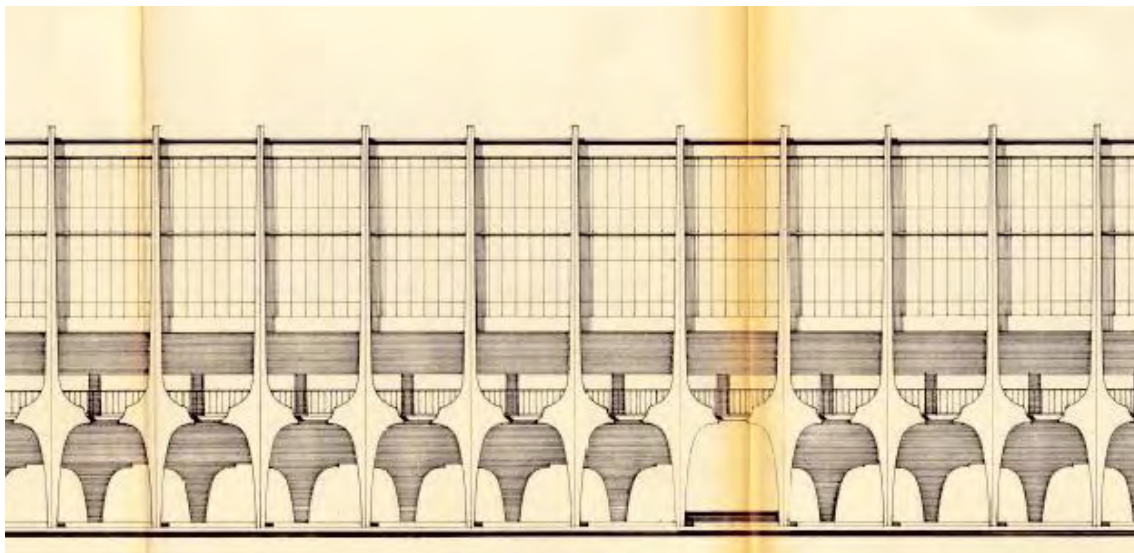


FIGURA 11 PARTICOLARE DELLA FACCIATA

6 DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO

Gli interventi che sono previsti in fase di progetto definitivo sono di seguito riportati:

- Inserimento di controventi in acciaio;
- Inserimento di pareti in c.a. nelle due direzioni principali;
- Intervento di rinforzo localizzato dei nodi non confinati in c.a. in FRP;
- Intervento di rinforzo dei pilastri e delle travi in c.a. con FRP;
- Inserimento di travi in acciaio in direzione trasversale;
- Realizzazione di una nuova facciata in pietra;
- Realizzazione di una passerella in acciaio;
- Realizzazione di una corridoio in acciaio sul lato interno.

6.1 INSERIMENTO CONTROVENTI

L'inserimento dei controventi in acciaio si rendono necessari per assorbire tutte le azioni orizzontali che possano scaturire da un eventuale fenomeno tellurico.

La loro posizione e il loro dimensionamento verrà maggiormente definito nei paragrafi successivi.

Si tratta di controventi a "K" e a "V" disposti nelle due direzioni principali composte da 2 UPN 260.

Il loro collegamento alla struttura in c.a. è ottenuto attraverso delle piastre in acciaio con inghisaggio chimico. Inoltre per garantire una migliore distribuzione delle tensioni sulla struttura esistente verrà realizzato una cornice lungo la campata in cui verranno inserite attraverso un UPN 300 anche esso fissato attraverso l'inghisaggio chimico.

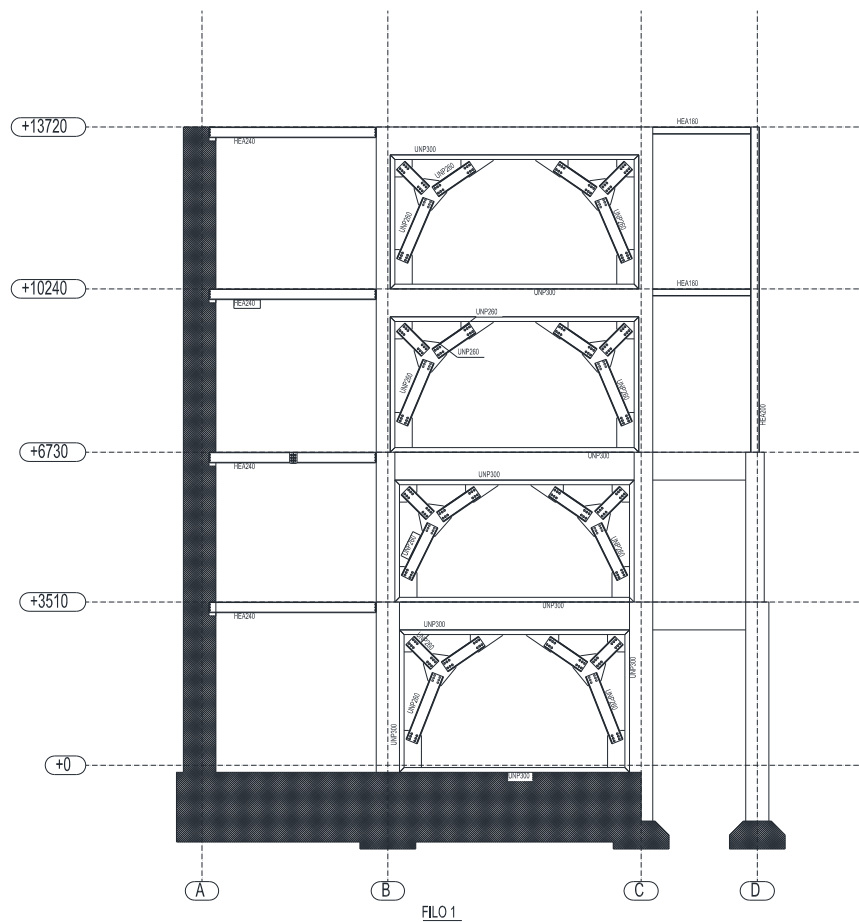


FIGURA 12

6.2 INSERIMENTO SETTI IN C.A.

Analogamente alla funzione che viene affidata ai controventi in acciaio verrà realizzata attraverso dei setti in c.a. che consentiranno di assorbire le azioni orizzontali.

Le dimensioni dei setti che verranno inseriti presentano lo spessore di circa 50 cm disposte ai due lati estremi della struttura in c.a.

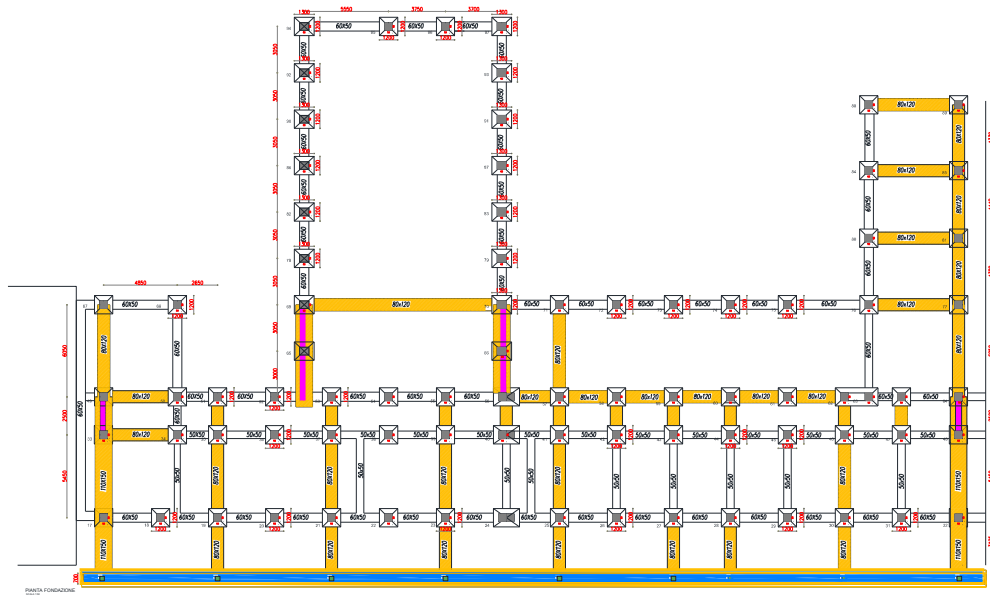


FIGURA 13

6.3 INTERVENTO LOCALIZZATO DEI NODI IN FRP

L'intervento consiste nell'applicazione di due fasce diagonali con tessuto unidirezionale, sia sul nodo d'angolo che su quello intermedio (Figura 14 Figura 15), e sopra uno strato di tessuto in fibre di carbonio quadri assiale poste anche all'intersezione delle travi con il pilastro in corrispondenza del nodo trattato Figura 16 Figura 17.

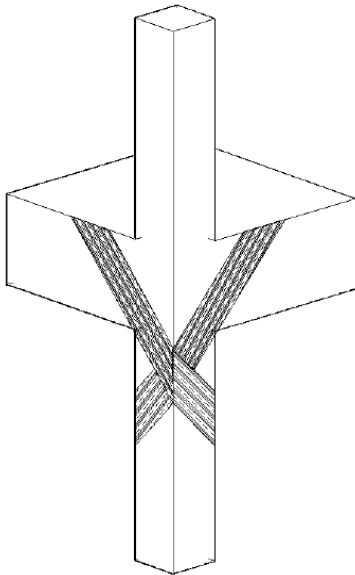


FIGURA 14 FASCE DIAGONALI CON TESSUTO METALLICO UNIDIREZIONALE SU NODO D'ANGOLO

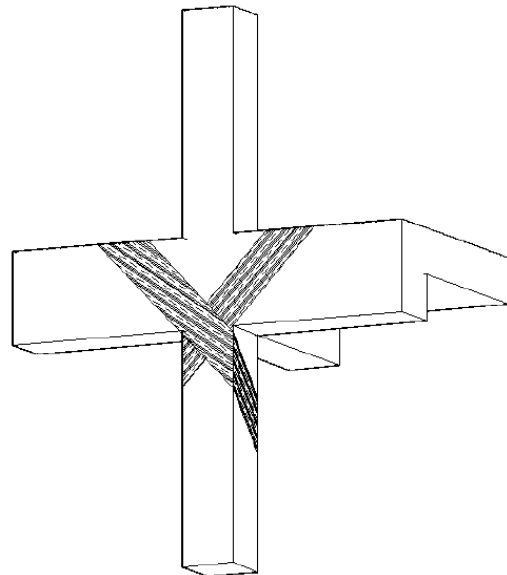


FIGURA 15 FASCE DIAGONALI CON TESSUTO METALLICO UNIDIREZIONALE SU NODO INTERMEDIO

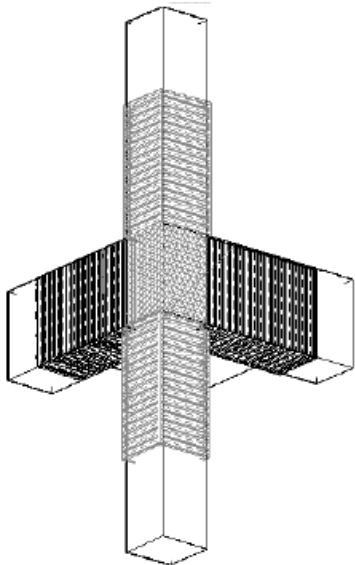


FIGURA 16 RINFORZO A TAGLIO CON CONFIGURAZIONE AD U DELLE ESTREMITÀ DELLE TRAVI DI UN NODO D'ANGOLO

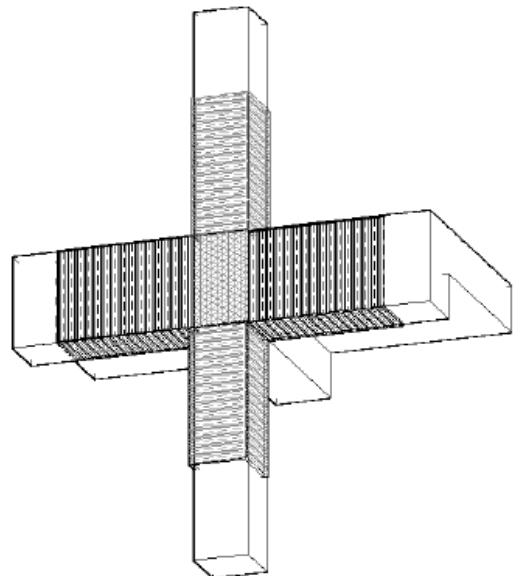


FIGURA 17 RINFORZO A TAGLIO CON CONFIGURAZIONE AD U DELLE ESTREMITÀ DELLE TRAVI DI UN NODO INTERMEDIO

6.3.1 MODALITÀ ESECUTIVE

Fase 1: applicazione di tessuto unidirezionale

1. Riduzione del carico permanente gravante sulle travi mediante posa di puntelli ad alta portata regolati con celle di carica;
2. Rimozione dell'intonaco (ove presente) e rimozione corticale con idonei mezzi meccanici non battenti del c.a. ammalorato (ove presente). Intervento da estendere all'intera superficie da rinforzare;
3. Pulizia per la rimozione di ogni residuo di lavorazione. Intervento da estendere all'intera superficie da rinforzare;
4. Riprofilatura degli spigoli vivi della sezione in c.a. (pilastro, trave) in corrispondenza delle parti dove sarà applicato il rinforzo in FRP (casi tipici : fasce perimetrali chiuse per la confinamento anulare del pilastro; fasce conformate ad "U" per il rinforzo a taglio di trave emergente). La riprofilatura sarà eseguita a mano o con idonei utensili meccanici non battenti. La riprofilatura dovrà garantire $r_{min} = 25$ mm.



FIGURA 18

N.B.: Le fasi di cui ai successivi punti 4, 5, 6 e 7 sono da eseguirsi esclusivamente ove necessario (rilevata presenza in situ in corrispondenza delle parti interessate dall'applicazione del rinforzo in FRP di : fessurazioni e/o lesioni, strato corticale e/o volumetrico di calcestruzzo carbonatato e/o ammalorato). Si osserva che, relativamente alle fasi in parola, qualora si dovessero utilizzare malte o comunque prodotti di ripristino che necessitano di bagnatura, si dovrà necessariamente attendere l'avvenuta

perfetta asciugatura del supporto prima di procedere all'esecuzione delle fasi previste per l'applicazione del rinforzo in FRP.

5. Trattamento (ove necessario) delle armature originarie degli elementi strutturali in c.a., per inibizione della corrosione, con malta cementizia anticorrosiva.
6. Riparazione di fessure strutturali in elementi in calcestruzzo armato con utilizzo di resine epossidiche di adeguata viscosità e fluidità.



FIGURA 19

7. Ripristino del c.a. (strato corticale ammalorato) (ove necessario) con applicazione di malta a ritiro controllato tissotropica. Se il ripristino corticale viene eseguito in corrispondenza degli spigoli vivi della sezione in c.a. (pilastro, trave) laddove sarà applicato il rinforzo in FRP (casi tipici : fasce perimetrali chiuse per la confinamento anulare del pilastro; fasce conformate ad "U" per il rinforzo a taglio di trave emergente), si provvederà ad eseguire la riprofilatura (sguscia) con $r_{min} = 25 \text{ mm}$.
8. Ricostruzione volumetrica locale del calcestruzzo ammalorato (ove necessario) con malta a ritiro compensato.



FIGURA 20



FIGURA 21

9. Imprimitura del sottofondo, con la preparazione e la successiva applicazione, a rullo o a pennello, di primer epossidico bicomponente fluido per il trattamento del supporto, avente funzione di appretto sulla superficie di calcestruzzo pulita ed asciutta. Larghezza della fascia trattata pari alla larghezza della fascia di composito da montare
10. Rasatura di livellamento mediante riporto diretto di stucco epossidico a consistenza tissotropica, per la regolarizzazione della superficie di supporto in c.a.. L'applicazione del prodotto deve essere eseguita su primer ancora "fresco" con una spatola dentata in uno spessore di circa 1-2 mm. Lisciatura successiva dell'adesivo con spatola piana, allo scopo di uniformare e regolarizzare completamente anche le più piccole irregolarità presenti sulla superficie. In questa fase si procederà,

utilizzando lo stesso prodotto, ad arrotondare (ove presenti) gli spigoli vivi esterni ($r_{min} = 25 \text{ mm}$). Se presenti, si dovrà, altresì, provvedere ad accordare gli spigoli vivi interni (concavità) mediante riporto diretto dello stesso prodotto ($r_{min} = 25 \text{ mm}$). Larghezza della fascia trattata pari alla larghezza della fascia di composito da contare.



FIGURA 22

11. Taglio delle fasce di tessuto (utilizzando idoneo utensile meccanico tipo flex) secondo quanto riportato nelle tavole di progetto. Le fasce saranno conservate a piè d'opera ed ordinate secondo la sequenza applicativa, avendo cura di assicurare un'adeguata protezione dal contatto diretto con polveri.
12. Posizionamento delle fasce di tessuto immediatamente dopo l'applicazione della rasatura di livellamento, avendo cura di stenderle senza formare grinze, con le mani protette da guanti di gomma impermeabili.



FIGURA 23

13. Posa in opera di connettori metallici (chiodi) manualmente o con idoneo utensile meccanico, per il fissaggio del tessuto in aderenza alla superficie in c.a. di supporto e per la conservazione del corretto posizionamento del tessuto durante l'esecuzione delle successive fasi applicative.



FIGURA 24



FIGURA 25

14. Favorire la penetrazione della resina attraverso le fibre (impregnazione) agendo con apposito rullino metallico, in modo da far penetrare lo stucco epossidico a consistenza tissotropica nel tessuto.
15. Applicazione del secondo strato di stucco epossidico a consistenza tissotropica, per l'impregnazione del tessuto. L'applicazione del prodotto per il secondo strato deve essere eseguita su primo strato ancora "fresco" con una spatola dentata in uno spessore di circa 1-2 mm. Lisciatura successiva dello stucco epossidico con spatola piana, allo scopo di uniformare e regolarizzare fino alla completa ricopertura ed impregnazione del tessuto, onde evitare l'accidentale contatto tra fibre di acciaio e di carbonio, laddove si preveda la successiva applicazione di ulteriori fasce in fibra di carbonio. Favorire l'impregnazione pressando bene il tessuto.

16. Ripassare più volte sul tessuto impregnato il rullino metallico per eliminare le eventuali bolle d'aria occluse durante le precedenti lavorazioni e per distendere le fibre della fascia di tessuto secondo la relativa orditura.



FIGURA 26



FIGURA 27

17. Per l'applicazione di nuovi strati di tessuto in sovrapposizione, occorre ripetere le fasi 10, 11, 12, 13, 14 e 15 tante volte, quanti sono gli strati da applicare. Nel caso di giunzioni delle fasce nella direzione delle fibre, occorre effettuare la sovrapposizione di almeno 15-20 cm delle fasce contigue. Lavare il rullino metallico, immediatamente dopo il suo utilizzo, con diluenti per permetterne il successivo riuso. Qualora si dovesse interrompere la sequenza applicativa, provvedere a "spagliare" della sabbia fine sull'ultimo strato di resina applicato, al fine di assicurare il futuro idoneo aggrappo delle resine per le successive lavorazioni a completamento. Lo spaglio sarà eseguito a mano o meccanicamente. Qualora sia prevista l'applicazione di successivi strati di finitura e/o protezione, provvedere a "spagliare" della sabbia fine sull'ultimo strato di resina applicato, al fine di assicurare il futuro idoneo aggrappo dei materiali per le successive lavorazioni a completamento. Lo spaglio sarà eseguito a mano o meccanicamente. Qualora si dovesse procedere in sequenza all'applicazione (in sovrapposizione) di ulteriori fasce di tessuto in fibre di alto tipo (ad es.: fibre di carbonio) sovrapposte

alle fasce in tessuto metallico, si dovrà proseguire a fresco la sequenza applicativa tipica dei tessuti in FRP a partire dalla stesura del primo strato di adesivo epossidico di media viscosità.

Fase 2: applicazione di tessuto unidirezionale o quadriassiale in fibra di carbonio

Le lavorazioni dall'1 alla 9 sono uguali alla fase precedente.

- Applicazione di primo strato di adesivo epossidico di media viscosità. L'applicazione dell'impregnante del tessuto deve essere eseguita a pennello o a rullo a pelo corto, sullo strato di stucco ancora fresco, per uno strato, in spessore uniforme, di circa 0,50 mm. Larghezza della fascia trattata pari alla larghezza della fascia di composito da montare.



FIGURA 28

- Taglio delle fasce di tessuto secco secondo quanto riportato nelle tavole di progetto. Le fasce saranno conservate a piè d'opera ed ordinate secondo la sequenza applicativa, avendo cura di assicurare un'adeguata protezione dal contatto diretto con polveri.
- Posizionamento delle fasce di tessuto immediatamente dopo l'applicazione del primo strato di impregnante, avendo cura di stenderle senza formare grinze, con le mani protette da guanti di gomma impermeabili.



FIGURA 29



FIGURA 30

- Favorire la penetrazione dell'adesivo e della resina attraverso le fibre (impregnazione) agendo con apposito rullino metallico, in modo da far penetrare l'adesivo nel tessuto.



FIGURA 31

- Applicazione di secondo strato di adesivo epossidico di media viscosità. L'applicazione dell'impregnante del tessuto deve essere eseguita a pennello o a rullo a pelo corto, al di sopra del precedente strato di adesivo ancora fresco, in spessore uniforme, di circa 0,50 mm a completa ricopertura della fascia di tessuto. Favorire l'impregnazione pressando bene il tessuto.
- Ripassare più volte sul tessuto impregnato il rullino metallico per eliminare le eventuali bolle d'aria occluse durante le precedenti lavorazioni e per distendere le fibre della fascia di tessuto secondo la relativa orditura.



FIGURA 32

- Per l'applicazione di nuovi strati di tessuto in sovrapposizione, occorre ripetere le varie fasi tante volte, quanti sono gli strati da applicare. Nel caso di giunzioni delle fasce nella direzione delle fibre, occorre effettuare la sovrapposizione di almeno 15-20 cm delle fasce contigue. Lavare il

RELAZIONE DI CALCOLO

rullino metallico, immediatamente dopo il suo utilizzo, con diluenti per permetterne il successivo riuso. Qualora si dovesse interrompere la sequenza applicativa, provvedere a “spagliare” della sabbia fine sull’ultimo strato di resina applicato, al fine di assicurare il futuro idoneo aggrappo delle resine per le successive lavorazioni a completamento. Lo spaglio sarà eseguito a mano o meccanicamente. Qualora sia prevista l’applicazione di successivi strati di finitura e/o protezione, provvedere a “spagliare” della sabbia fine sull’ultimo strato di resina applicato, al fine di assicurare il futuro idoneo aggrappo dei materiali per le successive lavorazioni a completamento. Lo spaglio sarà eseguito a mano o meccanicamente.

6.4 INSERIMENTO TRAVI HEA 240

(attraverso l'applicazione di profilo HEA240 mediante barre filettate e piastre su travi in c.a. previa preparazione delle superfici interessate dall'intervento. Sono inclusi la realizzazione di n. 42 fori sulla trave in c.a., per l'inserimento delle barre filettate, il lavaggio dei fori, la pulizia delle superfici e la regolarizzazione delle stesse mediante l'applicazione di malta del tipo tixotropica nonché il trattamento delle superfici in acciaio e quanto altro occorre per dare il lavoro completo a perfetta regola d'arte)

Modalità esecutive

1. Svellimento di pavimentazione e demolizione di massetto con idoneo mezzo manuale;
2. Demolizione della porzione di tamponamento, interessato dall'intervento;
3. Rimozione di una striscia di intonaco nell'intradosso della trave in c.a. in asse alla congiungente i baricentri dei pilastri collegati dalla trave in c.a.. La striscia deve interessare l'intera trave in c.a. e deve avere una larghezza di cm 35;
4. Realizzazione fori con idoneo mezzo meccanico aventi un diametro di mm 20;
5. Pulizia delle superfici, interessate dai precedenti svellimenti e demolizioni, da polveri e parti incoerenti e successiva rimozione, attraverso una sabbiatura meccanica o idropulitrice, di ogni residuo di lavorazione allo scopo di ottenere superfici pulite in maniera da renderle prive di elementi estranei ed eliminare zone corticalmente poco resistenti di limitato spessore, ed ogni altro elemento che possa fungere da falso aggrappo ai successivi trattamenti;
6. Regolarizzazione delle superfici di cui al punto 5, con malta epossidica tixotropica a ritiro compensato ed elevata resistenza meccanica;
7. Stesura di malta epossidica tixotropica su entrambi le superfici di contatto tra la trave in acciaio e la trave in c.a. (spessore minimo per singola superficie mm 3);
8. Trattamento con vernici anticorrosive delle superfici in acciaio;
9. Posa in opera della trave in acciaio e puntellatura della stessa;
10. Inserimento barre filettate M16 CL 8.8, riempimento del foro con malta epossidica tixotropica e successivo serraggio dei bulloni.
11. Smontaggio puntelli a sostegno della trave in acciaio;
12. Rifacimento massetto di sabbia e cemento nelle proporzioni di q.li 3,5 di cemento 325 per mc di sabbia dato in opera ben costipato e livellato, eseguito per pavimentazioni;
13. Ripristino porzione di tamponamento demolito di cui al punto 2;
14. Posa in opera di nuova pavimentazione;

7 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIF. (P.TO 2.4-D.M.14-01-08)

7.1 VITA NOMINALE P.TO 2.4.1.

La vita nominale di un'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

La struttura in oggetto è classificabile come opera ordinaria la cui vita nominale è pari a:

$$V_N=50 \text{ anni}$$

7.2 CLASSE D'USO P.TO 2.4.2.

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

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Visto che si tratta di un immobile con destinazione d'uso di tipo residenziale si assegna la **Classe III**.

7.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA P.TO 2.4.3.

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Nel caso in progetto il valore del periodo di riferimento è di:

$$V_R = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

8 COMBINAZIONI DELLE AZIONI (P.TO2.5.3D.M.14-01-08)

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare:

Per gli SLU:

$$\gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

Per gli SLE

combinazioni rare:

$$G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazioni frequenti:

$$G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazioni quasi permanenti:

$$G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

I coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche SLU sono:

TABELLA 1

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

Di seguito si riportano i coefficienti parziali che verranno applicati ai vari carichi

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

9 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI (P.TO3.2.4 D.M. 14.01.08)

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita al par. 5 della seguente relazione di seguito riportati:

$$G_k + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Dove i coefficienti parziali inglobano gli eventuali coefficienti di modello.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali.

$$G_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Dal prospetto 1 del DM 14/01/2008 si ricavano i coefficienti ψ_i da considerare.

10 INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOLOGICO DEL SITO

La relazione geologica è stata redatta dal Dott. Geol. Massimo Petralia di cui si riporta un estratto con i parametri necessari per la progettazione strutturale dell'immobile.

- Latitudine WGS84 36.792489
- Longitudine WGS84 14.706647
- Latitudine ED50 36.793563
- Longitudine ED50 14.707462
- Quota 110 m s.l.m.



FIGURA 33 INDIVIDUAZIONE DEL SITO

Attraverso tali coordinate si può risalire alla pericolosità sismica del sito oggetto di intervento.

- Categoria del sottosuolo B;
- Categoria Topografica: T1.

11 AZIONI SULLE STRUTTURE

Le azioni che sono state prese in considerazione sono conformi a quanto riporta nel D.M. 14.01.2008 e la successiva circolare del 02.02.2009 n.617/C.S.LL.PP., e precisamente sono:

- Peso Proprio, punti 3.1.2.– 5.1.3.;
- Carichi Permanenti non strutturali, punti 3.1.3.;
- Azione sismica, punti 3.2.;
- Azione della Neve, punti 3.4.;
- Variazioni termiche, punti 3.5.5.;

12 ANALISI DEI CARICHI

12.1 AZIONE DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Determinazione del carico da neve al suolo per Zona III

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

Nel caso in esame si ha:

a_s	110	[m]	
C_E	1.00		
C_t	1.00		
α	11.00	gradi	
q_{sk}	0.60	[kN/m ²]	per $a_s < 200$ m
q_{sk}	0.54	[kN/m ²]	per $a_s > 200$ m
Coefficiente di forma per le coperture			
$\left\{ \begin{array}{ll} \mu_1 = 0.80 & \text{per } 0^\circ < \alpha < 30^\circ \\ \mu_1 = 1.60 & \text{per } 30^\circ < \alpha < 60^\circ \\ \mu_1 = 0.00 & \text{per } \alpha > 60^\circ \end{array} \right.$			
q_s	0.48	[kN/m ²]	= 48.00 [kg/m ²]

12.2 PESI PROPRI STRUTTURALI P.TO 3.1.2 DEL D.M. 14.01.08

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I., pertanto nel caso specifico si ha:

- Acciaio 7850 daN/m³
- Cemento Armato 2500 daN/m³
- Muratura 2000 daN/m³
- Legno 600 daN/m³ (*)

Tali carichi verranno conteggiati in modo automatico dal software di calcolo utilizzato.

12.3 AZIONI PERMANENTI

12.3.1 SOLAIO AULE

PESO PROPRIO												
Peso proprio travetti	3.00	x	0.08	x	0.20	x	1.00	x	2500	=	120	daN/m ²
Peso proprio caldana	1.00	x	1.00	x	1.00	x	0.05	x	2500	=	125	daN/m ²
Peso proprio pignatte	3.00	x	1.00	x	0.25	x	0.16	x	500	=	60	daN/m ²
Totale											305 daN/m ²	
CARICO PERMANENTE												
Pavimentazione	1.00	x	1.00	x	1.00	x	1.00	x	80	=	80	daN/m ²
Massetto	1.00	x	1.00	x	1.00	x	0.10	x	1800		180	daN/m ²
Impermeabilizzante	1.00	x	1.00	x	1.00	x	1.00	x	5	=	5	daN/m ²
Intonaco	1.00	x	1.00	x	1.00	x	1.00	x	30	=	30	daN/m ²
Totale											295 daN/m ²	

12.3.2 SOLAIO COPERTURA

PESO PROPRIO												
Peso proprio travetti	3.00	x	0.08	x	0.20	x	1.00	x	2500	=	120	daN/m ²
Peso proprio caldana	1.00	x	1.00	x	1.00	x	0.05	x	2500	=	125	daN/m ²
Peso proprio pignatte	3.00	x	1.00	x	0.25	x	0.16	x	500	=	60	daN/m ²
Totale											305 daN/m ²	
CARICO PERMANENTE												
Pavimentazione	1.00	x	1.00	x	1.00	x	1.00	x	80	=	80	daN/m ²
Massetto	1.00	x	1.00	x	1.00	x	0.10	x	1800		180	daN/m ²
Impermeabilizzante	1.00	x	1.00	x	1.00	x	1.00	x	5	=	5	daN/m ²
Intonaco	1.00	x	1.00	x	1.00	x	1.00	x	30	=	30	daN/m ²
Totale											295 daN/m ²	

12.4 CARICHI VARIABILI

Si è concordato con il committente che per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2008 in funzione della destinazione d'uso.

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

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

Nel caso specifico le azioni variabili da considerare sono i seguenti:

Civile abitazione.

- **Cat. C1** solaio ad uso scuola **300 daN/m²**
- **Cat. C2** **400 daN/m²**

Copertura.

- **Cat. H** coperture accessibili solo per manutenzione **50 daN/m²**

13 REGOLARITÀ STRUTTURALE (P.TO 7.2.2.)

13.1 REGOLARITÀ STRUTTURALE

Regolarità

“Una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni, di seguito riportate sono rispettate”:

- a) *la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;* **FALSO**
- b) *il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;* **FALSO**
- c) *nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;* **FALSO**
- d) *gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.* **VERO**

Pertanto il manufatto, oggetto della presente relazione, risulta **non è regolare in pianta**.

Una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni di seguito riportate sono rispettate:

- e) *tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;* **FALSO**
- f) *massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;* **FALSO**
- g) *nelle strutture intelaiate progettate in CD “B” il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;* **VERO**
- h) *eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.* **VERO**

L'edificio risulta **non è regolare in altezza**.

14 FATTORE DI STRUTTURA (P.TO 7.5.2.1. E P.TO 8.7 E C. 8.7.2.4.)

14.1 STRUTTURE IN C.A. STRUTTURA

Visto che verrà condotta una verifica di tipo non lineare si procede con un fattore di struttura $q=1.00$.

15 AZIONE SISMICA (PUNTO 3.2).

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Viene utilizzata la definizione della pericolosità sismica italiana, recentemente prodotta e messa in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . Pertanto può essere definita come la probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata P_{VR} , si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione.

La possibilità di descrivere il terremoto in forma di accelerogrammi è ammessa, a condizione che essi siano compatibili con le predette caratteristiche del moto sismico. In particolare, i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica P_{VR} :

- **a_g** = accelerazione massima al sito;
- **F_o** = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T_C^*** = periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di a_g è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo INGV, mentre F_o e T_C^* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

I valori di a_g , F_o , T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento riportate nelle tabelle dell'*Allegato B 'Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica' del D.M. 14/01/2008*.

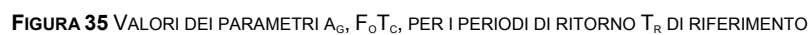
15.1 Determinazione delle categorie del sottosuolo

Il suolo su cui insiste l'opera oggetto d'intervento presenta una categoria di suolo pari a “**B**”.

Le cui coordinate del sito in sistema di riferimento **ED50** sono:

- **Latitudine** 36.869902
- **Longitudine** 14.776442
- classe: III
- Vita Nominale: 75 anni
- Periodo di riferimento: 50 anni

FIGURA 34 COORDINATE DEL SITO E INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI



T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.027	2.463	0.212
50	0.037	2.536	0.253
72	0.046	2.564	0.271
101	0.056	2.524	0.288
140	0.067	2.522	0.320
201	0.085	2.463	0.348
475	0.140	2.376	0.432
975	0.207	2.386	0.474
2475	0.308	2.496	0.534

FIGURA 36 VALORI DEI PARAMETRI A_G , $F_o T_C$, PER I PERIODI DI RITORNO T_R DI RIFERIMENTO

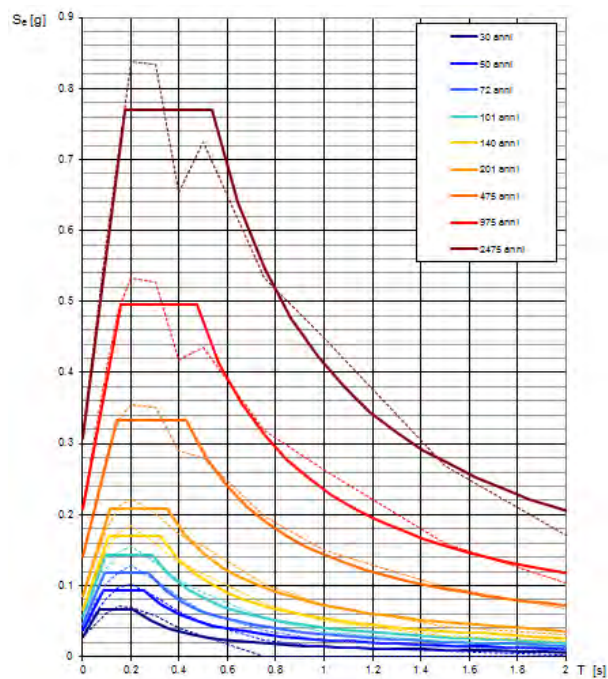


FIGURA 37 SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER I PERIODI DI RITORNO T_R DI RIFERIMENTO

15.3 SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTO

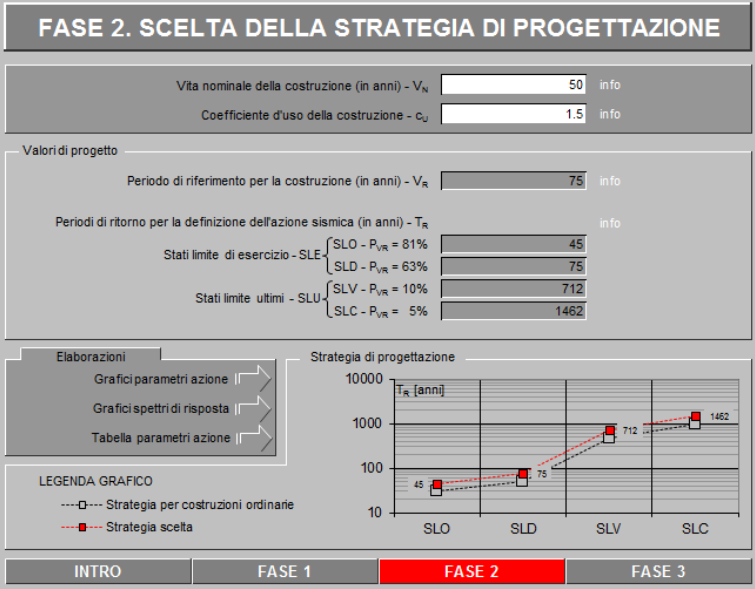


FIGURA 38

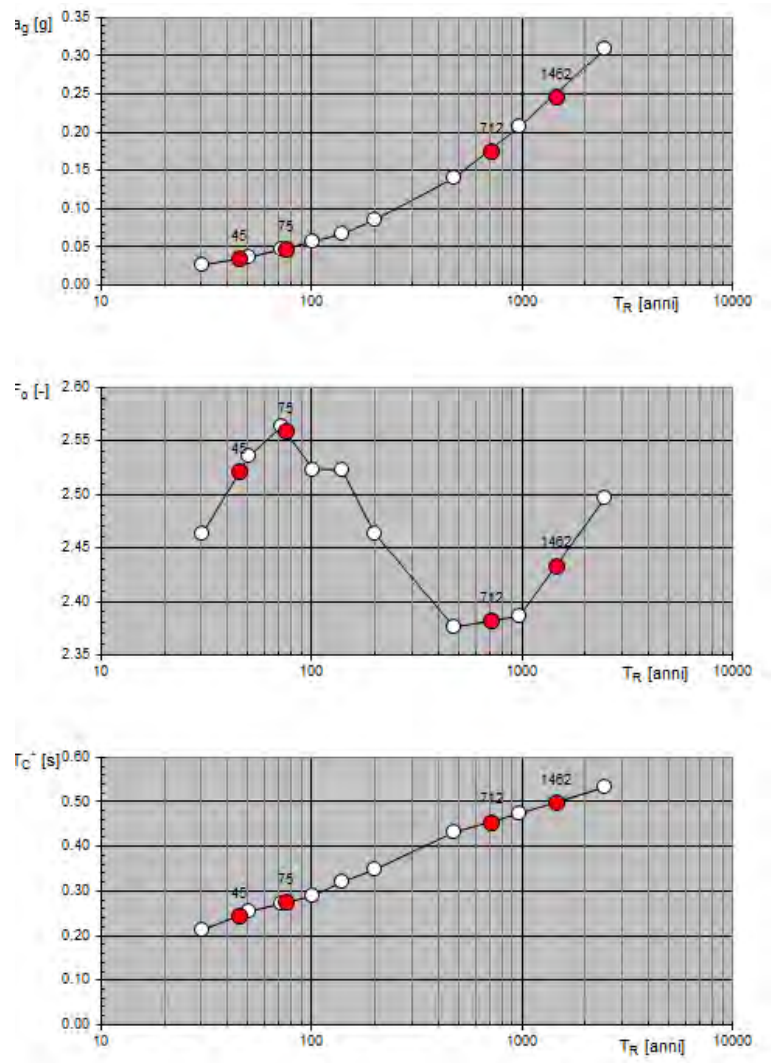


FIGURA 39 VALORI DEI PARAMETRI a_g , v_o , γ_c , PER I PERIODI DI RITORNO T_R DI RIFERIMENTO

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.035	2.522	0.244
SLD	75	0.047	2.558	0.274
SLV	712	0.175	2.382	0.455
SLC	1462	0.246	2.433	0.499

FIGURA 40 VALORI DEI PARAMETRI a_g , F_o , T_C , PER I PERIODI DI RITORNO T_R ASSOCIATI A CIASCUN STATO LIMITE

di seguito si riportano gli spettri elastici per i diversi Stati Limite

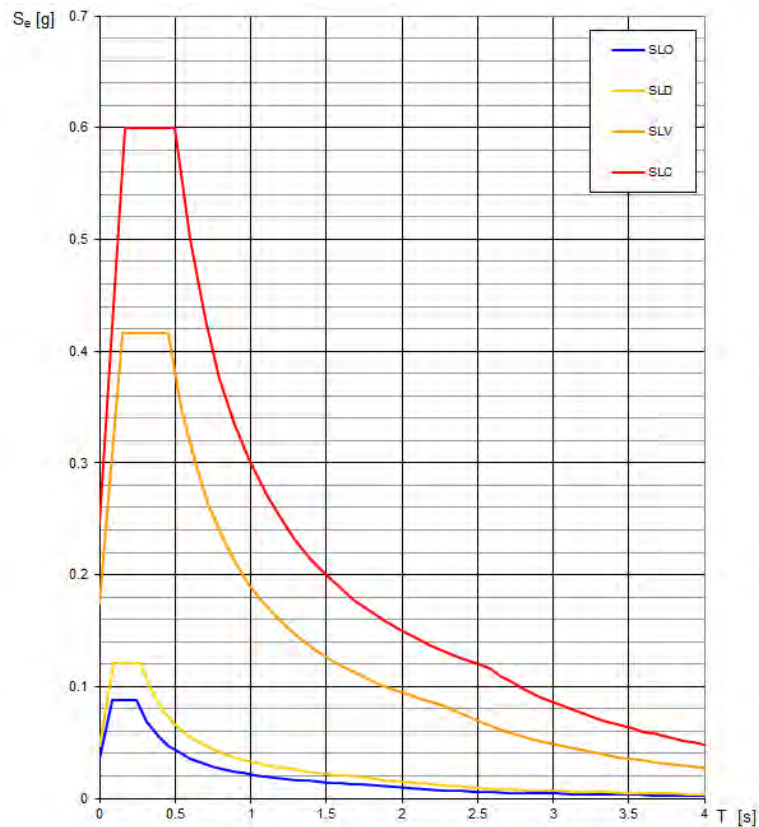


FIGURA 41 SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER I DIVERSI STATI LIMITE

15.4 VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (P.TO 3.2.3 D.M. 14-01-08)

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due rotazionali contrassegnate da X ed Y ed una verticale da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto risposta sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categoria di sottosuolo di riferimento.

15.4.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI (P.TO 3.2.3.2.1 D.M. 14-01-08)

Quale sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I cui parametri sono riportati nella D.M. 14.01.2008 e s.m.i.

15.4.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI VERTICALI (P.TO 3.2.3.2.2 D.M. 14.01.08)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazioni della componente verticale è definito dall'espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I cui parametri sono riportati nella D.M. 14.01.2008 e s.m.i..

15.5 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra resistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazione. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito nel capitolo 7. Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato

SLO

▼

info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo

B

▼

info

Categoria topografica

T1

▼

info

$S_B =$

1.200

$C_C =$

1.458

$S_T =$

1.000

h/H =

0.000

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

$\xi =$

5

$\eta =$

1.000

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

$q_s =$

2.1

Regol. in altezza

no

▼

Compon. verticale

Spettro di progetto

$q_v =$

1.5

$\eta =$

0.667

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

—

 Spettro di progetto - componente orizzontale

—

 Spettro di progetto - componente verticale

—

 Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FIGURA 42 SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_0	0.035 g
F_0	2.522
T_0	0.244 s
S_3	1.200
C_0	1.458
S_T	1.000
α	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_E	0.119 s
T_Q	0.356 s
T_C	1.739 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_e \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_p = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.042
T ₀	0.119	0.106
T _C	0.356	0.106
	0.422	0.089
	0.488	0.077
	0.554	0.068
	0.620	0.061
	0.685	0.055
	0.751	0.050
	0.817	0.046
	0.883	0.043
	0.949	0.040
	1.015	0.037
	1.081	0.035
	1.147	0.033
	1.212	0.031
	1.278	0.029
	1.344	0.028
	1.410	0.027
	1.476	0.025
	1.542	0.024
	1.608	0.023
	1.674	0.022
T ₀	1.739	0.022
	1.847	0.019
	1.955	0.017
	2.062	0.015
	2.170	0.014
	2.278	0.013
	2.385	0.011
	2.493	0.011
	2.601	0.010
	2.708	0.009
	2.816	0.008
	2.924	0.008
	3.031	0.007
	3.139	0.007
	3.246	0.006
	3.354	0.006
	3.462	0.005
	3.569	0.005
	3.677	0.005
	3.785	0.005
	3.892	0.004
	4.000	0.004

FIGURA 43 SPETTRO DI PROGETTO DI RISPOSTA PER COMPONENTE ORIZZONTALE SLO

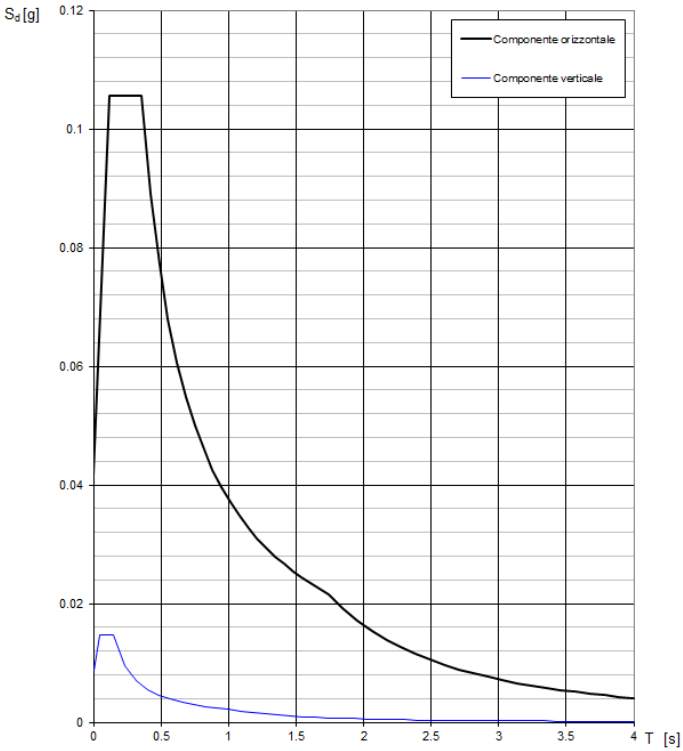


FIGURA 44DIAGRAMMA DELLO SPETTRO DI PROGETTO ALLO SLD

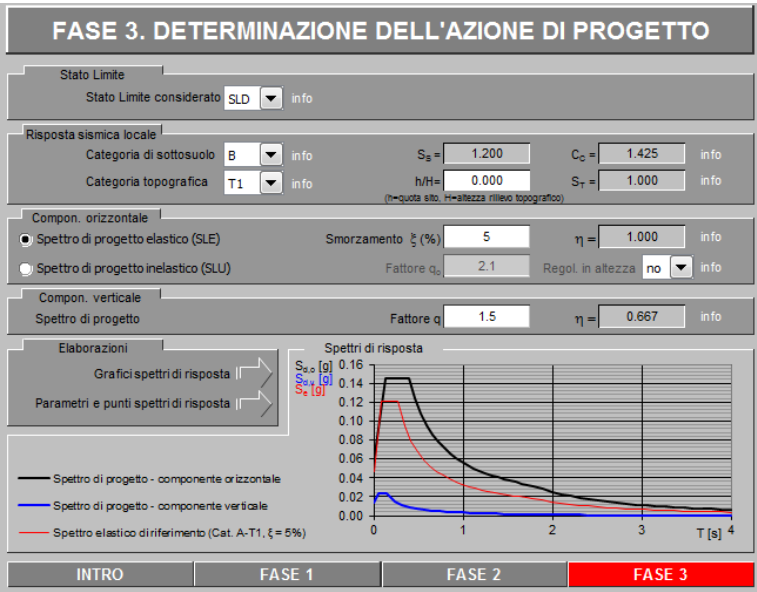


FIGURA 45 SLD

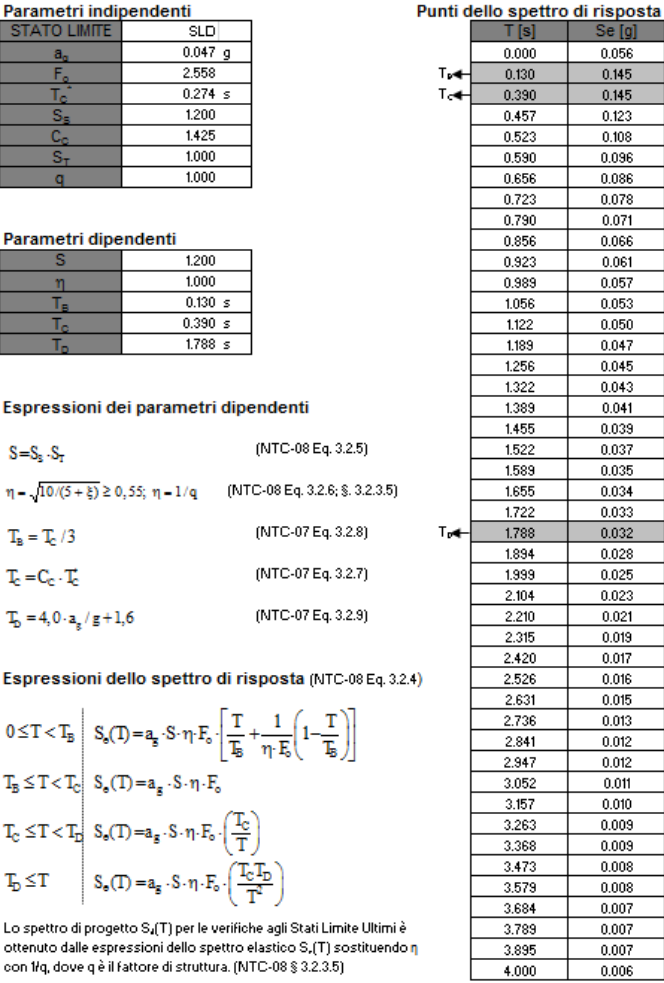


FIGURA 46 SPETTRO DI PROGETTO DI RISPOSTA PER COMPONENTE ORIZZONTALE SLD

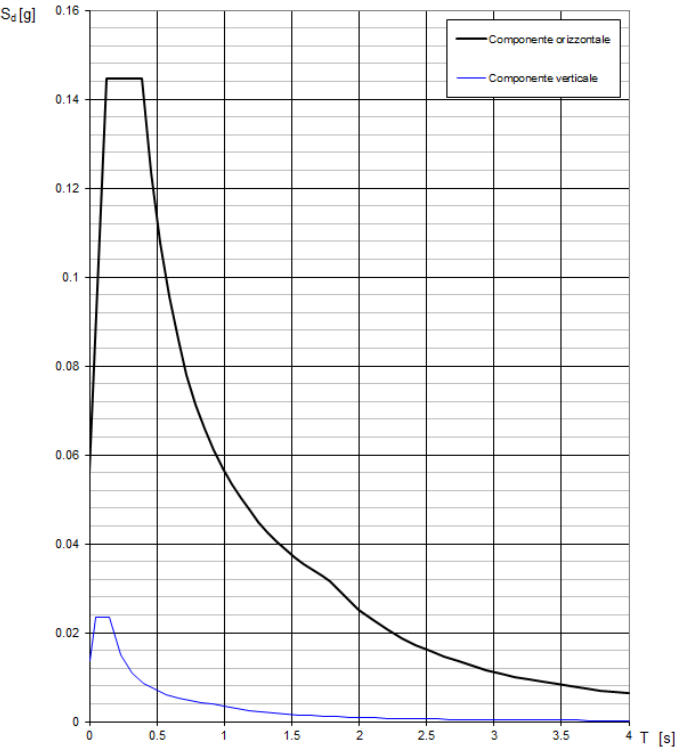


FIGURA 47 DIAGRAMMA DELLO SPETTRO DI PROGETTO ALLO SLD

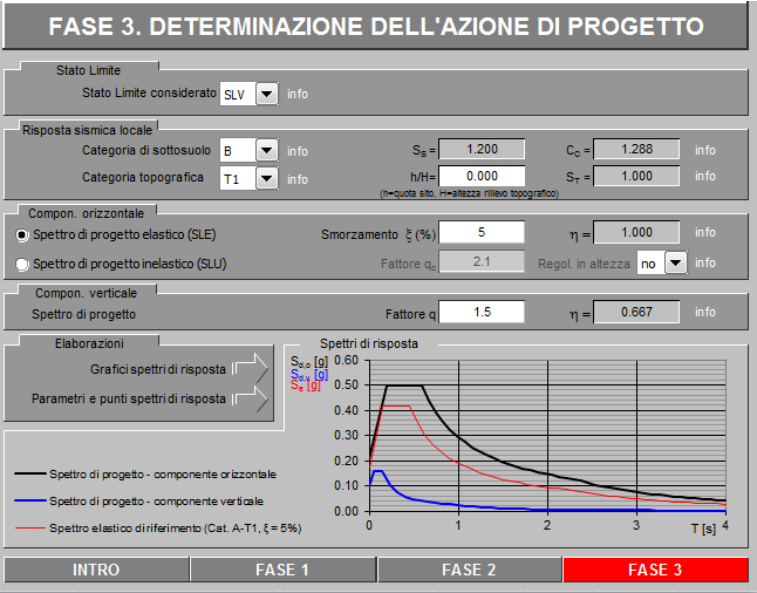


FIGURA 48

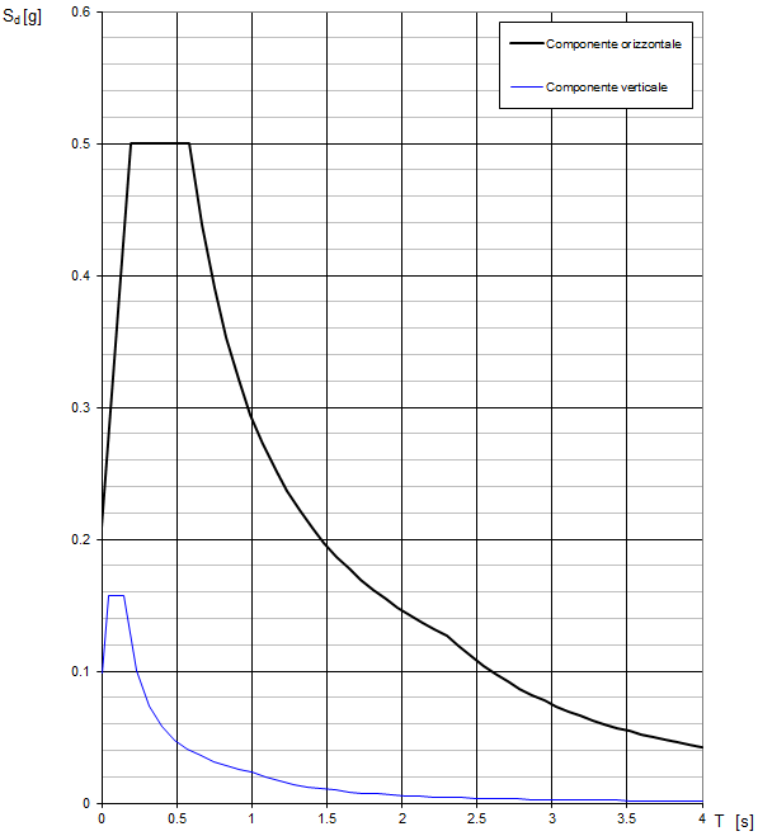


FIGURA 49

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SL

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.175 g
F_a	2.382
T_c	0.455 s
S_s	1.200
C_c	1.288
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.195 s
T_C	0.586 s
T_D	2.300 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_o(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.210
$T_B \leftarrow$	0.195	0.500
$T_C \leftarrow$	0.586	0.500
	0.667	0.439
	0.749	0.391
	0.830	0.352
	0.912	0.321
	0.994	0.295
	1.075	0.272
	1.157	0.253
	1.238	0.236
	1.320	0.222
	1.402	0.209
	1.483	0.197
	1.565	0.187
	1.647	0.178
	1.728	0.169
	1.810	0.162
	1.891	0.155
	1.973	0.148
	2.055	0.142
	2.136	0.137
	2.218	0.132
$T_D \leftarrow$	2.300	0.127
	2.381	0.119
	2.462	0.111
	2.542	0.104
	2.623	0.098
	2.704	0.092
	2.785	0.087
	2.866	0.082
	2.947	0.077
	3.028	0.073
	3.109	0.070
	3.190	0.066
	3.271	0.063
	3.352	0.060
	3.433	0.057
	3.514	0.054
	3.595	0.052
	3.676	0.050
	3.757	0.048
	3.838	0.046
	3.919	0.044
	4.000	0.042

FIGURA 50 SLV

16 MODELLAZIONE DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

16.1 ANALISI STATICA LINEARE CON SPETTRO DI PROGETTO (P.TO 7.3.3.2)

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto,
- per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2}$$

con:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

- ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6. In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale nel modo indicato al § 7.2.6.

17 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO AUTOMATICO 3D MACRO

17.1 ORIGINE DEI CODICI UTILIZZATI

17.1.1 ORIGINE DEI CODICI UTILIZZATI 3D MACRO

Il modello di calcolo utilizzato dal software può essere collocato nell'ambito dei cosiddetti macro-modelli essendo basato su una modellazione meccanica equivalente di una porzione finita di muratura concepita con l'obiettivo di cogliere i meccanismi di collasso nel piano dei pannelli murari. Il modello è stato inoltre arricchito al fine di poter cogliere anche i meccanismi fuori piano tipici dei fabbricati murari. Nella sua definizione piana tale macromodello si colloca come miglior compromesso tra i metodi semplificati

tradizionali (modelli a telaio), e i metodi accurati (elementi finiti non lineari), coniugando i vantaggi dell'uno e dell'altro. La validazione del modello è avvenuta tramite confronti con altre metodologie, ed esistono numerosi lavori scientifici [1-4] a riguardo. L'introduzione del comportamento fuori piano dell'elemento comporta un maggiore onere computazionale associato sia al maggior numero di gradi di libertà che alla necessità di considerare ulteriori molle non lineari per la descrizione del legame costitutivo. Tuttavia, lo svantaggio derivante dal maggiore costo computazionale viene ampiamente compensato dalla possibilità di verificare l'eventuale instaurarsi dei meccanismi di primo modo senza la necessità di individuare a priori i potenziali cinatismi e senza dover ricorrere ai tradizionali metodi dell'analisi limite. Nel seguito vengono descritti i diversi ambiti di comportamento del macro-elemento dal comportamento statico non lineare delle murature nel proprio piano, fino agli sviluppi che hanno riguardato l'estensione alla modellazione dinamica tridimensionale e la trasformazione dell'elemento base per la descrizione dei meccanismi di primo modo. I procedimenti per la taratura degli elementi non-lineari e gli aspetti computazionali legati alla modellazione numerica in campo statico e dinamico verranno dettagliatamente.

Il modello concepito per la simulazione del comportamento delle murature quando sollecitate nel proprio piano è rappresentato da un modello meccanico equivalente in cui una porzione di muratura viene schematizzata mediante un quadrilatero articolato i cui vertici sono collegati da molle diagonali non lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi (o con altri elementi) mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione.

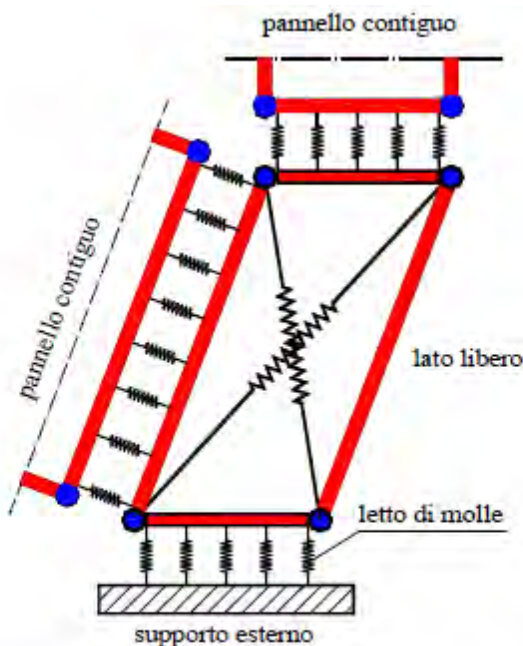


Figura 51

Le molle non lineari, nel loro insieme, dovranno simulare i meccanismi di collasso della muratura nel proprio piano. Il numero delle molle in ciascuna interfaccia è arbitrario, e viene scelto in base al grado di

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

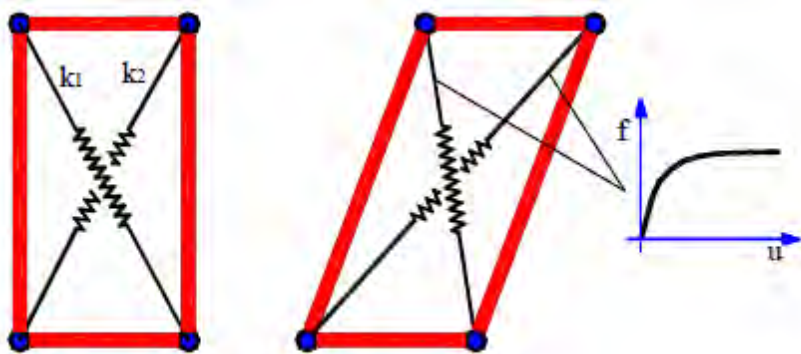


Figura 52

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

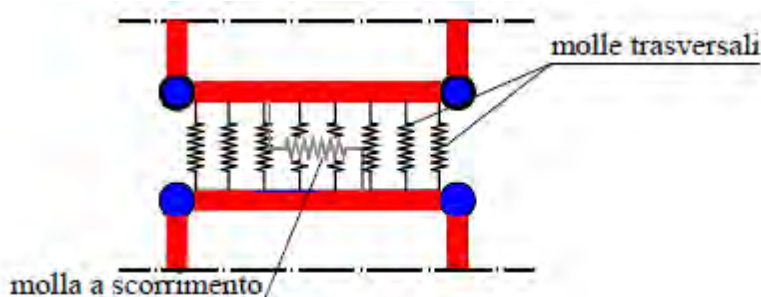


Figura 53

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

È importante sottolineare che non vengono formulate ipotesi a priori né sulla dislocazione degli elementi di interfaccia, né sui lati lungo i quali un pannello può interagire con altri pannelli. Il modello prevede la presenza di una interfaccia ogni qualvolta un pannello abbia un lato, o una porzione di esso, in comune con un altro pannello o con un supporto esterno.

Questo modo di procedere permette di modellare agevolmente schemi strutturali dalle geometrie anche complesse e irregolari.

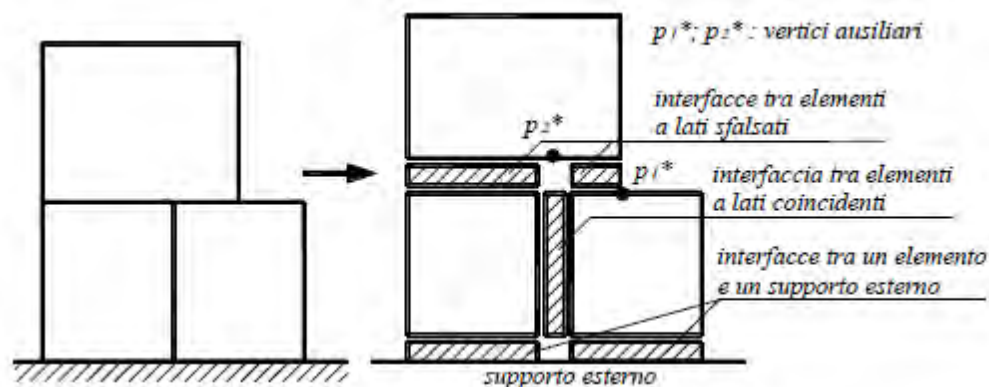


Figura 54

Un aspetto originale del modello è rappresentato dal fatto che il pannello è interagente lungo ciascuno dei suoi lati. Tale circostanza determina numerosi vantaggi in quanto consente una modellazione efficiente delle fasce di piano in cui l'eventuale azione di confinamento agisce in direzione orizzontale, rende agevole la modellazione tra la muratura ed altri elementi (ad es. cordoli di piano o pilastri) ed inoltre consente di modellare una parete di muratura attraverso una mesh di macro-elementi.

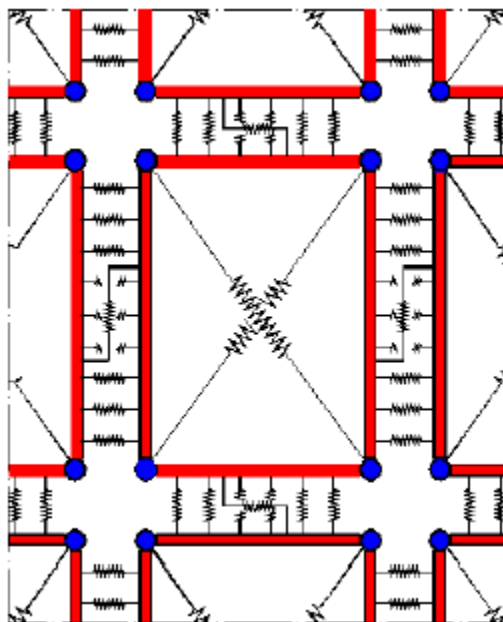


Figura 55

La possibilità di suddividere l'elemento murario in una mesh di più elementi più piccoli sembrerebbe ricalcare la filosofia tipica dei modelli agli elementi finiti, tuttavia risulta utile evidenziare alcuni aspetti. Innanzitutto l'utilizzo di una mesh di macro-modelli rappresenta una possibilità e non una necessità, come nel caso dei modelli agli elementi finiti. In questo caso un singolo macro-elemento è già concepito per simulare la risposta del pannello murario che rappresenta, a prescindere dalla sua estensione; una mesh più fitta consente una descrizione più dettagliata della cinematica, oltre alla possibilità di cogliere con maggiore accuratezza il meccanismo di collasso.

Data una generica parete muraria, a partire dalla sua specifica geometria è possibile individuare un numero di pannelli murari minimo che la compongono. Si può tuttavia decidere di schematizzare ognuno di essi mediante un singolo macroelemento oppure suddividerli, tutti o solo alcuni, in più macroelementi. Nella figura sottostante tale procedura viene illustrata attraverso un semplice esempio.

L'irregolarità geometrica e di disposizione delle aperture può costituire senz'altro un esempio in cui il ricorso a una mesh più fitta rispetto a quella di base può essere auspicabile non tanto ai fini della valutazione della curva di capacità della struttura, quanto invece al fine di una più corretta valutazione del meccanismo di collasso.

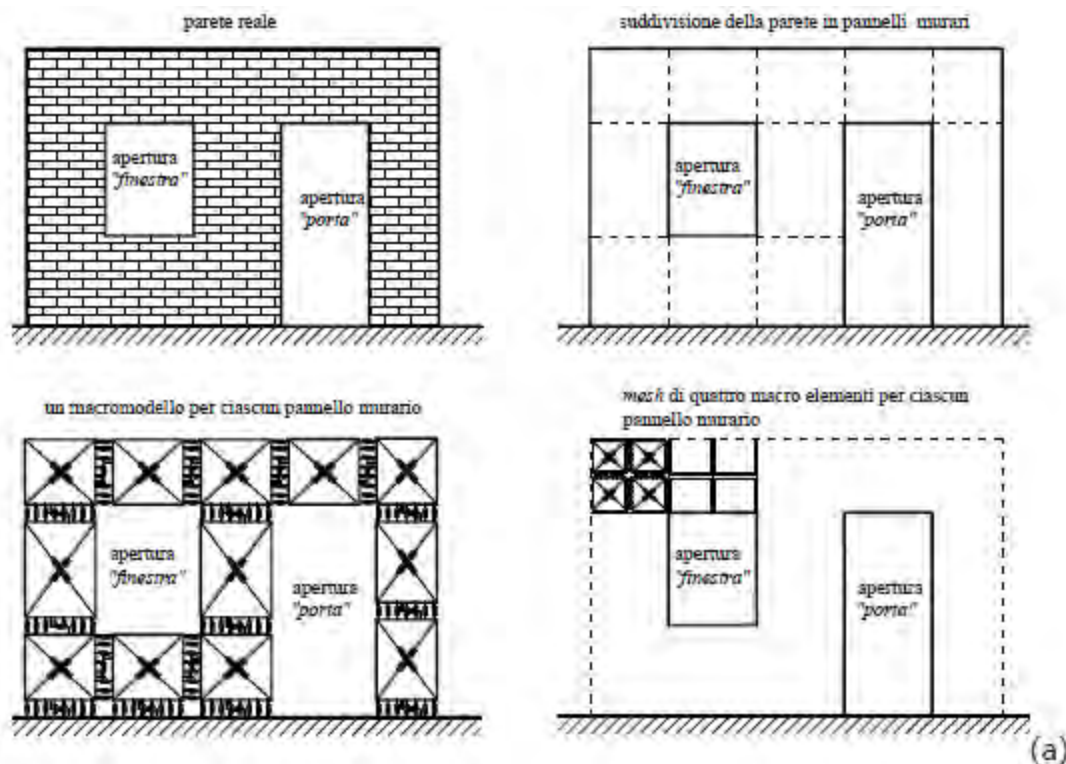


FIGURA 56

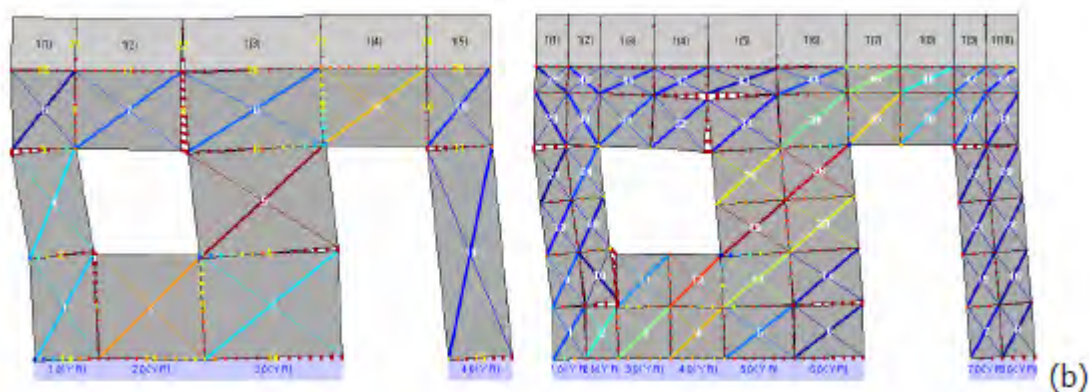


FIGURA 57

Di seguito si mostra come il macro-elemento sia in grado di simulare i meccanismi di collasso nel piano della muratura.

Il collasso di un elemento murario caricato verticalmente e sollecitato nel proprio piano mediante azioni orizzontali crescenti si manifesta secondo tre possibili meccanismi come rappresentato nella figura sottostante. Il meccanismo indicato in figura a è di natura prevalentemente flessionale, in esso la rottura è associata alla fessurazione in corrispondenza delle fibre tese e/o allo schiacciamento in corrispondenza delle fibre compresse. Gli altri due meccanismi di collasso rappresentati nelle figure b e c, sono meccanismi di rottura a taglio associati rispettivamente alla fessurazione diagonale e allo scorrimento.

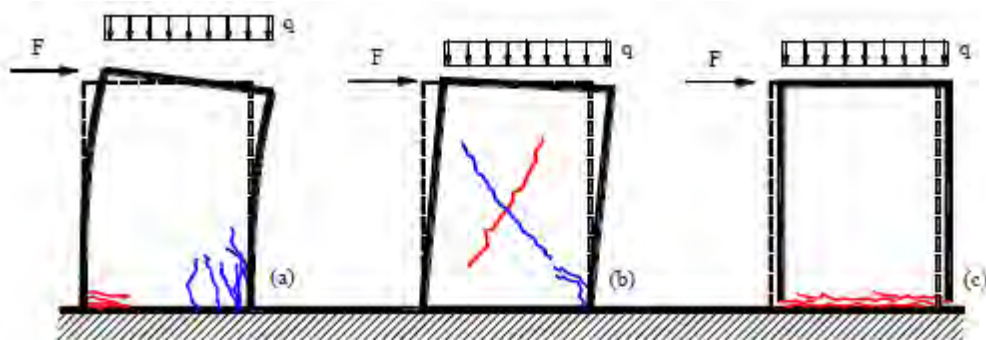


FIGURA 58

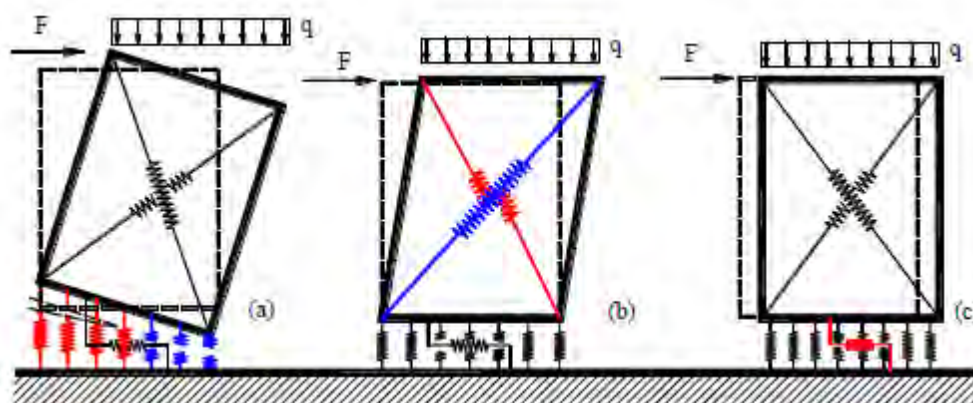


FIGURA 59

Come già noto, il meccanismo di collasso flessionale nel piano può manifestarsi secondo due molteplici modalità: da una parte la progressiva fessurazione che porta alla parzializzazione della sezione del pannello e quindi alla rotazione intorno ad un estremo; dall'altra il possibile schiacciamento della muratura in prossimità del bordo compresso. Il modello riproduce tale meccanismo mediante le molle di interfaccia disposte ortogonalmente all'interfaccia stessa; per tali molle viene previsto un legame con limitata resistenza a compressione e comportamento elasto-fragile a trazione. Lo schiacciamento della muratura sarà quindi associato alla progressiva plasticizzazione a compressione delle molle, mentre la fessurazione verrà associata alla rottura per trazione delle stesse. In questo modo si tiene conto implicitamente della dipendenza dallo sforzo normale che tale meccanismo presenta.

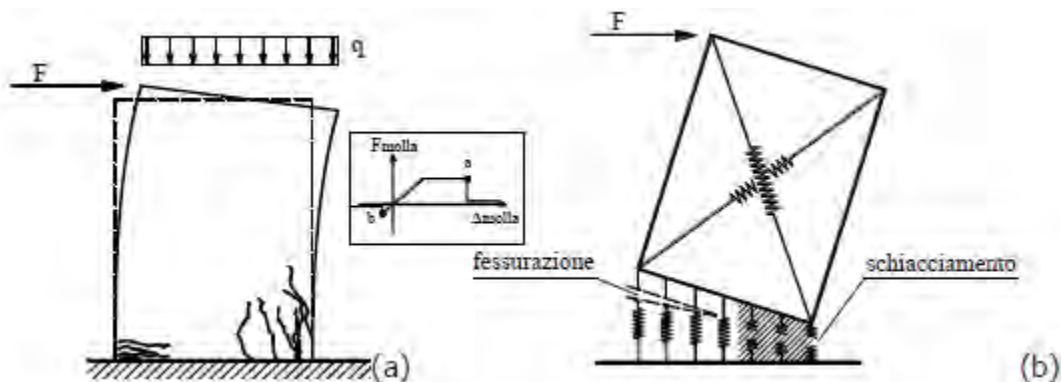


FIGURA 60

Il meccanismo di collasso a taglio per fessurazione diagonale rappresenta senz'altro il più importante e diffuso meccanismo di collasso nel piano. Esso è caratterizzato da un quadro fessurativo costituito da fessure diagonali nella porzione centrale del pannello che si determinano lungo le isostatiche di compressione a causa della limitata resistenza a trazione. Il modello è capace di simulare tale meccanismo mediante l'attribuzione di un legame costitutivo non-lineare alle molle diagonali.

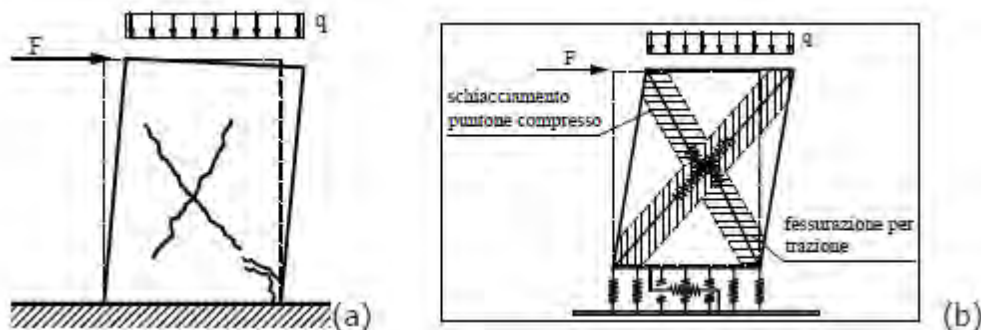


FIGURA 61

Il meccanismo di collasso per scorrimento, in realtà non riveste molta importanza nelle applicazioni e diviene possibile solo in presenza di bassi valori di sforzi normali o a seguito di elevate parzializzazioni delle sezioni. Consiste in mutui scorrimenti tra due pannelli lungo la direzione dei giunti di malta, orizzontali e verticali, con la progressiva formazione di macrofratture orientate. Viene simulato attraverso le molle longitudinali delle interfacce, alle quali, come si vedrà in seguito, verranno associate domini di scorrimento alla Mohr-Coulomb (cfr. 4.1.2.1).

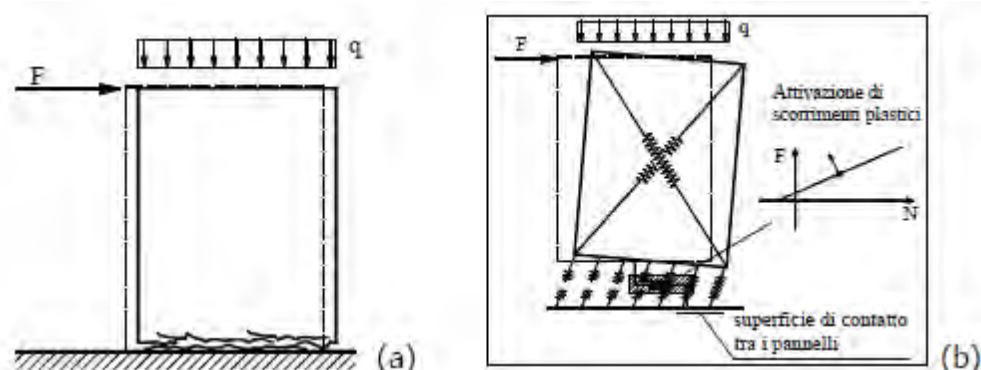


FIGURA 62

Il modello consente di cogliere anche l'instaurarsi di eventuali meccanismi combinati.

Nella rappresentazione piana il pannello possiede i tre gradi di libertà associati ai moti rigidi piani a cui occorre aggiungere il grado di libertà che lo rende articolato. Pertanto per descrivere la cinematica di n pannelli occorre considerare $4n$ parametri lagrangiani. Come parametri lagrangiani atti a descrivere la cinematica nel piano, sono stati considerati le quattro traslazioni di ciascuno dei lati rigidi lungo la propria direzione, ai quali è possibile associare le relative forze duali nel piano.

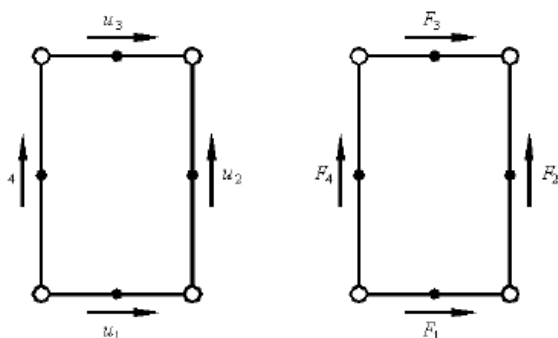


FIGURA 63

Dal punto di vista geometrico un pannello è caratterizzato unicamente dai suoi quattro vertici e dallo spessore.

Le dimensioni caratteristiche del pannello saranno pertanto date dalla base b , dall'altezza h e dallo spessore s . In particolare le prime due grandezze vengono determinate a partire dai vertici come:

$$h = \text{dist}(v4, v1)$$

$$b = \text{dist}(v1, v2)$$

Lo spessore s risulterà determinante, insieme alle altre caratteristiche geometriche, nelle procedure di taratura delle molle non lineari del modello meccanico equivalente al pannello murario.

L'elemento pannello, dal punto di vista meccanico, viene caratterizzato tramite l'attribuzione di tre legami costitutivi che regolano separatamente i tre principali comportamenti della muratura:

- ☐ shear material: legame costitutivo a taglio, utilizzato per la taratura delle molle diagonali (cfr. 4.1.2);
- ☐ bending material: legame costitutivo flessionale, utilizzato per la taratura delle molle flessionali delle interfacce contigue all'elemento (cfr. 4.1.1);
- ☐ sliding material: legame costitutivo a scorrimento, utilizzato per la taratura della molla a scorrimento delle interfacce contigue all'elemento (cfr. 4.1.3).

17.2 AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il Gruppo sismica a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo:

<http://www.grupposismica.it/>

17.3 VALIDAZIONE DEI CODICI

L'opera in esame non è di importanza tale da necessitare un calcolo indipendente eseguito con altro software da altro calcolista.

17.4 INFORMAZIONI SULL'ELABORAZIONE

Il software è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

Filtri per la congruenza geometrica del modello generato

RELAZIONE DI CALCOLO

Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su labilità o eventuali mal condizionamenti delle matrici, con verifica dell'indice di condizionamento.

Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

Rappresentazioni grafiche di post-processo che consentono di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all'auto diagnostica automatica.

In aggiunta ai controlli presenti nel software si sono svolti appositi calcoli su schemi semplificati, che si riportano nel seguito, che hanno consentito di riscontrare la correttezza della modellazione effettuata per la struttura in esame.

18 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

“Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.

Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionale e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.”

Sulla base di quanto riportato nel D.M. 14 gennaio 2008 e nella Circolare C.S.LL.PP. 2 febbraio 2009 n. 617, si è proceduto al confronto dei risultati tra quelli dell'analisi globale e quelli di calcoli semplici.

Prima di procedere al dimensionamento dei vari elementi strutturali si è proceduto ad uno studio del progetto architettonico in modo da effettuare delle scelte strutturali appropriate alle caratteristiche della struttura stessa, si è individuato in planimetria la posizione delle colonne, dell'orditura principale e di quella secondaria, mentre per quanto riguarda le dimensioni strutturali sono scaturite dai carichi applicati in copertura.

19 METODO DI PROGETTAZIONE E VERIFICA DELLA STRUTTURA

19.1 ANALISI DELLO STATO DI FATTO

Di seguito riporta lo schema degli indicatori di rischio

RELAZIONE DI CALCOLO

Indicatori di rischio in termini di		PGA				
Evento	Accelerazione al suolo (PGA)	Tempo di ritorno (Tr)	Indicatori di Rischio SLO	Indicatori di Rischio SLD	Indicatori di Rischio SLV	Indicatori di Rischio SLC
Rottura a taglio nella muratura	non rilevata					
Rotazione limite nella muratura	non rilevata					
Rottura a taglio in un'asta	non rilevata					
Rotazione di snervamento in un'asta	0.0274 g	30 anni	0.783	0.577	0.155	0.110
3/4 della rotazione ultima in un'asta	0.0279 g	30 anni	0.796	0.587	0.158	0.112
Rottura a flessione in un'asta	0.0467 g	73 anni	1.331	0.981	0.264	0.187
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLE)	non verificata					
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLU)	non verificata					
Verifica globale in termini di forza	0.0332 g	41.246 anni	--	--	0.188	--
- Direzione X	0.0545 g	94.1983 anni	--	--	0.308	--
- Direzione Y	0.0332 g	41.246 anni	--	--	0.188	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	0.0279 g	30.8463 anni	--	--	0.158	--
- Direzione X	0.0592 g	108.893 anni	--	--	0.335	--
- Direzione Y	0.0279 g	30.8463 anni	--	--	0.158	--

FIGURA 64

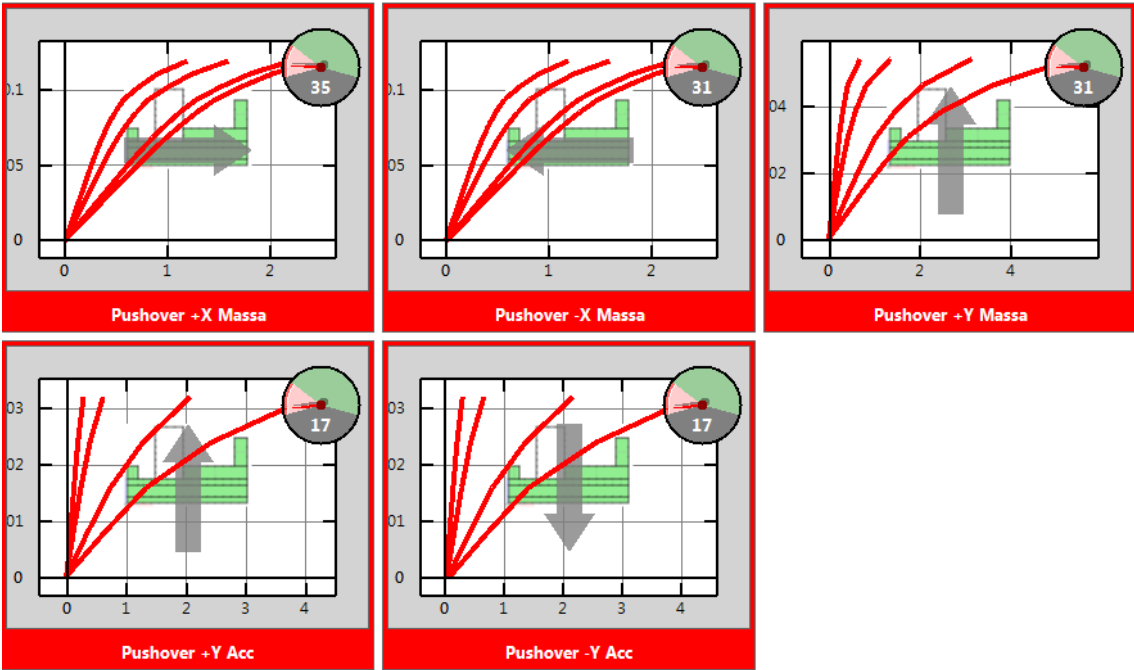


FIGURA 65

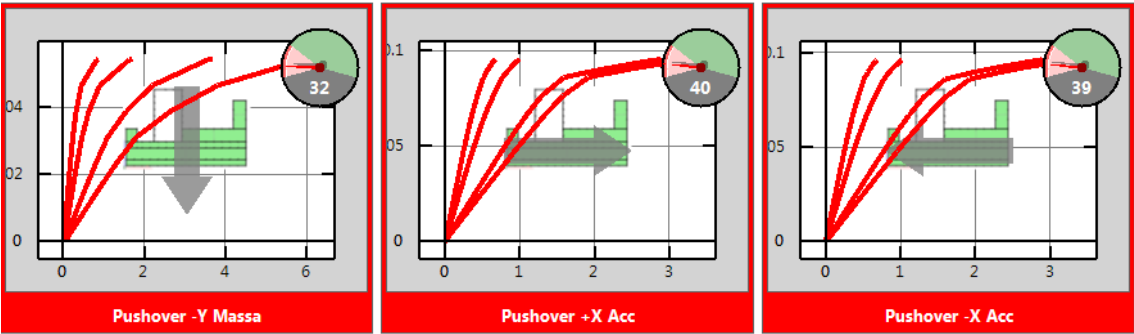


FIGURA 66

19.2 ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO

Di seguito riporta lo schema degli indicatori di rischio

Evento	Accelerazione al suolo (PGA)	Tempo di ritorno (Tr)	Indicatori di Rischio SLO	Indicatori di Rischio SLD	Indicatori di Rischio SLV	Indicatori di Rischio SLC
Rottura a taglio in un'asta	non rilevata					
Rotazione di snervamento in un'asta	0.0274 g	30 anni	0.783	0.577	0.155	0.110
3/4 della rotazione ultima in un'asta	0.141 g	468 anni	4.011 >	2.958	0.796	0.565
Rottura a flessione in un'asta	0.0536 g	91 anni	1.529	1.128	0.304	0.215
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLE)	0.123 g	371 anni	--	2.585	--	--
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLU)	0.267 g	1729 anni	--	--	--	1.074
Verifica globale in termini di forza	0.312 g	2475 anni	--	--	1.764	--
- Direzione X	0.312 g	2475 anni	--	--	1.764	--
- Direzione Y	0.312 g	2475 anni	--	--	1.764	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLO)	0.142 g	475.336 anni	4.046 >	--	--	--
- Direzione X	0.185 g	778.027 anni	5.286 >	--	--	--
- Direzione Y	0.142 g	475.336 anni	4.046 >	--	--	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	0.178 g	719.324 anni	--	3.735	--	--
- Direzione X	0.185 g	778.027 anni	--	3.898	--	--
- Direzione Y	0.178 g	719.324 anni	--	3.735	--	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	0.178 g	719.324 anni	--	--	1.006	--
- Direzione X	0.185 g	778.027 anni	--	--	1.049	--
- Direzione Y	0.178 g	719.324 anni	--	--	1.006	--

FIGURA 67

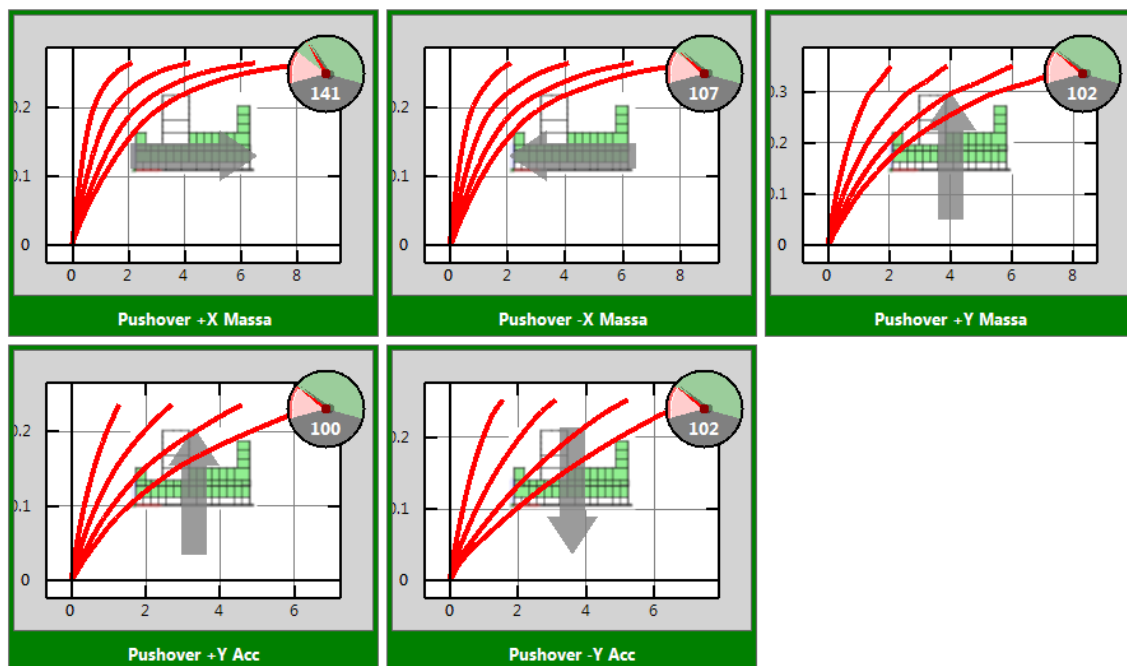
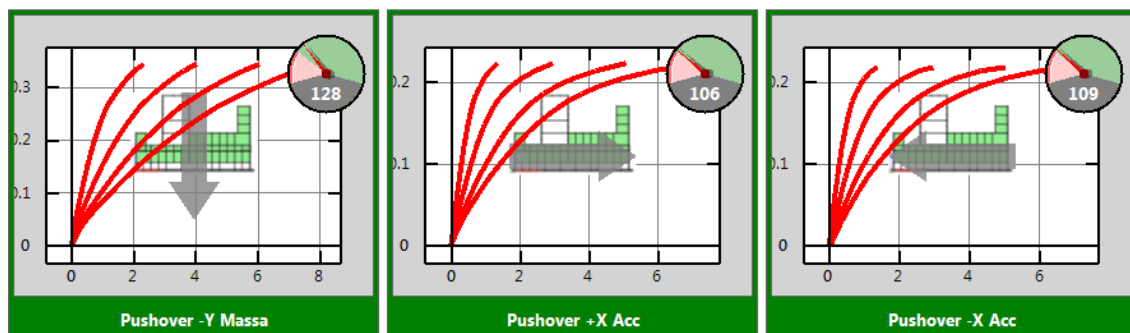


FIGURA 68



20 VERIFICA STRUTTURA IN ACCIAIO PASSERELLA

La verifica degli elementi in acciaio che fanno parte della passerella sono stati progettati manualmente e poi inseriti nel modello globale.

Gli elementi che fanno parte di tale struttura sono composte dalle seguenti parti.

1. Trave HEA 240 che si innesta tra la struttura in c.a. esistente e la nuova facciata.
2. Trave UPN 240 che presenta una lunghezza di 7.50 m con la funzione di sostegno della passerella in vetro;
3. Trave IPE 100 con un interasse di circa 1.25 m e una luce di un 1.50m;

20.1 ANALISI DEI CARICHI

La struttura è composta da un piano di calpestio in vetro dello spessore di circa 36 mm e da una ringhiera anche essa in vetro.

I carichi agenti sono:

- Carico Permanente 100 daN/m²;
- Ringhiera 60 daN/m²;
- Sottostruttura 80 daN/m²;
- Carico Variabile 400 daN/m²;

20.2 VERIFICA DELL'ELEMENTO IN ACCIAIO

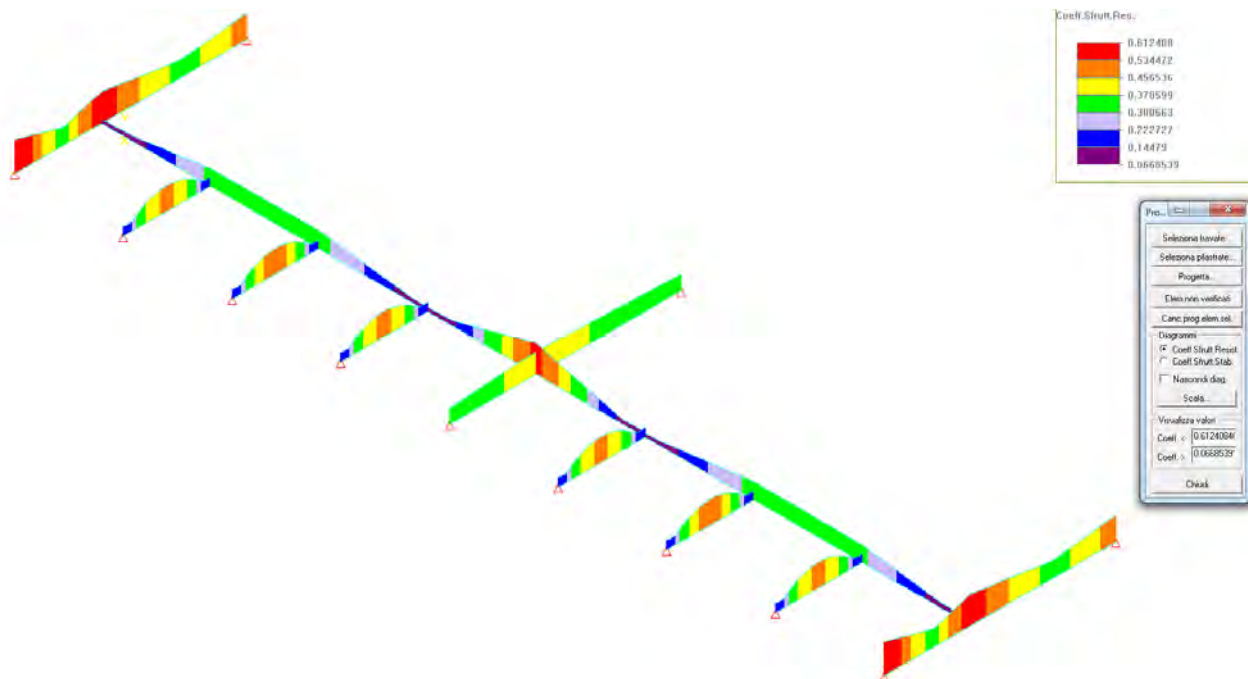


FIGURA 69 VERIFICA DI RESISTENZA

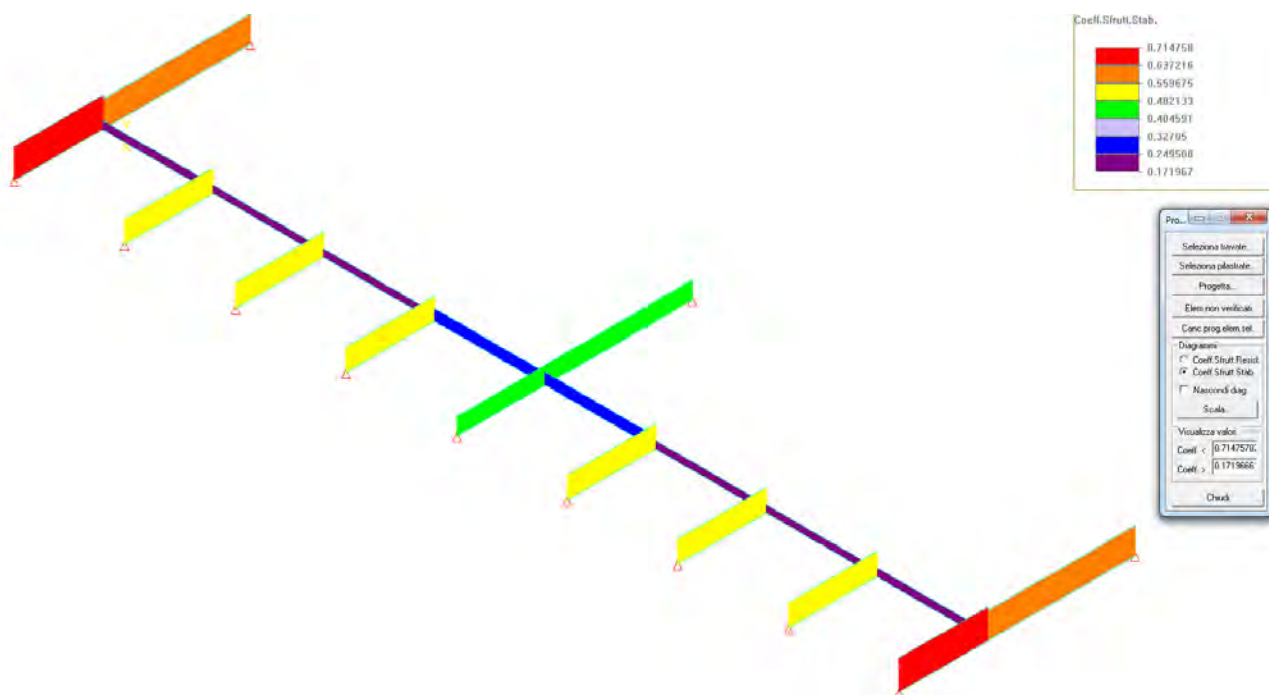


FIGURA 70 VERIFICA DI STABILITA

DESCRIZIONE TABELLA DATI NODALI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI NODALI.
 Per ogni nodo identificato da un numero sono scritte le condizioni di vincolo delle sue 6 componenti di movimento (traslazioni lungo gli assi X, Y, Z globali, rotazioni attorno agli assi X, Y, Z globali; codice = 0 componente libera, codice = 1 comp. impedita), le sue tre coordinate rispetto alla terna di assi globale e la temperatura in gradi centigradi.

NODO : Numero identificativo del nodo
 n.ro

Tx : Codice di vincolamento per la traslazione in direzione x
 = 0 consentita, = 1 impedita

RELAZIONE DI CALCOLO

Ty : Codice di vincolamento per la traslazione in direzione Y
 = 0 consentita, = 1 impedita
 Tz : Codice di vincolamento per la traslazione in direzione Z
 = 0 consentita, = 1 impedita
 Rx : Codice di vincolamento per la rotazione intorno all' asse X
 = 0 consentita, = 1 impedita
 Ry : Codice di vincolamento per la rotazione intorno all' asse Y
 = 0 consentita, = 1 impedita
 Rz : Codice di vincolamento per la rotazione intorno all' asse Z
 = 0 consentita, = 1 impedita
 X : Coordinata cartesiana X del nodo
 Y : Y
 Z : Z
 TEMP : Temperatura del nodo in gradi centigradi

Nota : sistema di riferimento globale

Il sistema di riferimento impiegato, per nodi ed elementi e tutti gli altri dati strutturali, e' una terna cartesiana XYZ destra. Si assume che l' asse Z sia verticale ed orientato verso l'alto.

Nota : nodi di orientamento per travi e pilastri

Nella lista dei nodi sono compresi anche gli eventuali nodi K, inseriti automaticamente dal programma ed utilizzati per orientare spazialmente travi e/o pilastri; tali nodi hanno i codici di vincolamento uguali ad 1, e coordinate di valore 1.e+14 (coord. Y o coordinata Z).

DESCRIZIONE TABELLA DATI VINCOLI ELASTICI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI VINCOLI ELASTICI:

NODO. n.ro numero del nodo cui e' applicato il vincolo elastico
 DIR. X componente x vettore linea d' azione del vincolo
 DIR. Y componente y vettore linea d' azione del vincolo
 DIR. Z componente z vettore linea d' azione del vincolo
 RIG. ROT. valore della rigidezza rotazionale del vincolo
 RIG. TRASL. valore della rigidezza traslazionale del vincolo

DATI DI INGRESSO : TABELLA DATI NODALI

NODO n.ro	Tx	Ty	Tz	Rx	Ry	Rz	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	Temp (C)
1	0	0	0	0	0	0	750.00	0.00	0.00	0
2	1	1	1	0	1	1	750.00	-150.00	0.00	0
3	1	1	1	0	1	1	750.00	250.00	0.00	0
4	1	1	1	0	1	1	937.50	-150.00	0.00	0
5	0	0	0	0	0	0	937.50	0.00	0.00	0
6	1	1	1	0	1	1	1125.00	-150.00	0.00	0
7	0	0	0	0	0	0	1125.00	0.00	0.00	0
8	1	1	1	0	1	1	1312.50	-150.00	0.00	0
9	0	0	0	0	0	0	1312.50	0.00	0.00	0
10	0	0	0	0	0	0	1500.00	0.00	0.00	0
11	1	1	1	0	1	1	1500.00	-150.00	0.00	0
12	1	1	1	0	1	1	1500.00	250.00	0.00	0
13	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0
14	0	0	0	0	0	0	187.50	0.00	0.00	0
15	0	0	0	0	0	0	375.00	0.00	0.00	0
16	0	0	0	0	0	0	562.50	0.00	0.00	0
17	1	1	1	0	1	1	562.50	-150.00	0.00	0
18	1	1	1	0	1	1	375.00	-150.00	0.00	0
19	1	1	1	0	1	1	187.50	-150.00	0.00	0
20	1	1	1	0	1	1	0.00	250.00	0.00	0
21	1	1	1	0	1	1	0.00	-150.00	0.00	0

DESCRIZIONE TABELLA DATI TRAVI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI TRAVI:

ELEM. n.ro numero dell' elemento trave
 NODO I numero del nodo iniziale della trave
 NODO J numero del nodo finale della trave
 BETA ANGOLO angolo in gradi sessagesimali per l'orientamento della trave
 SVINC I codice di rilascio per l' estremo i della trave
 SVINC J codice di rilascio per l' estremo j della trave
 SEZ. n.ro numero della sezione costituente la trave
 MAT. n.ro numero del materiale costituente la trave
 FOND. codice per identificare le travi di fondazione su
 suolo alla winkler: 0 ==> trave in elevazione
 1 ==> trave di fondazione
 K TERR. modulo di winkler del terreno
 FILO I codice del tipo di filo fisso per il nodo i
 FILO J codice del tipo di filo fisso per il nodo j
 elem.secondario se appare questa scritta allora l'elemento e' secondario
 nel senso del p.to 7.2.3 NTC 2008

RELAZIONE DI CALCOLO

Per la descrizione del significato dei codici di filo fisso, usati per le travi, si rimanda alla documentazione fornita con il programma.
 Il codice 0, lascia immutata la posizione dell'asse della trave. Per i codici da 1 a 2, il programma calcola gli scostamenti DX e DY del filo fisso rispetto all'asse baricentrico della trave.
 Il codice 9, si usa quando gli scostamenti DX e DY, sono digitati direttamente.
 Nel caso di travi inclinate rispetto ad XY, per avere l'effetto dei codici 1 e 2, basta ragionare per continuit  ruotando, in senso antiorario il segmento che rappresenta l'asse della trave.

Sistema di riferimento locale per travi :
 definizione asse locale 1 : dal nodo I al nodo J
 si definisce un terzo nodo, detto nodo K, in base all'angolo BETA in modo che se BETA=0, il nodo K si trova nel piano verticale che comprende la trave, diversamente tale piano ruota dell'angolo BETA
 definizione assi locali 2, 3: definiti i nodi I, J, si traccia il piano passante per la retta I-J e per il nodo K; l'intersezione di tale piano con il piano normale ad I-J (piano della sezione della trave), individua l'asse 2 rivolto sempre dalla parte del nodo K; l'asse 3 e' definito in direzione e verso se si impone che la terna sia destrorsa.

Codici di rilascio (o svincolamento) per travi :
 Vi e' un codice di rilascio per ognuno dei 6 gradi di libert  dei 2 nodi estremi dell'elemento: se il codice e' 0, l'estremo della trave risulta solidale con la restante struttura nei riguardi di movimenti lungo l'asse locale considerato; se il codice vale 1, invece risulta sconnesso.
 I codici di rilascio sono espressi nel riferimento locale.

===== DATI DI INGRESSO : TABELLA DATI TRAVI =====

ELEM. n.ro	NODO I	NODO J	BETA ANGOLO	SVINC. I	SVINC. J	SEZ n.ro	MAT n.ro	FOND.	K TERR. (Kg/cm3)	FILO I J
1	2	1	0.0	000000	000000	3	1	0	0.0 0 0	0
2	1	3	0.0	000000	000000	3	1	0	0.0 0 0	0
3	4	5	0.0	000000	000000	2	1	0	0.0 0 0	0
4	6	7	0.0	000000	000000	2	1	0	0.0 0 0	0
5	8	9	0.0	000000	000000	2	1	0	0.0 0 0	0
6	9	10	0.0	000000	000000	1	1	0	0.0 0 0	0
7	7	9	0.0	000000	000000	1	1	0	0.0 0 0	0
8	5	7	0.0	000000	000000	1	1	0	0.0 0 0	0
9	1	5	0.0	000000	000000	1	1	0	0.0 0 0	0
10	11	10	0.0	000000	000000	3	1	0	0.0 0 0	0
11	10	12	0.0	000000	000000	3	1	0	0.0 0 0	0
12	13	14	0.0	000000	000000	1	1	0	0.0 0 0	0
13	14	15	0.0	000000	000000	1	1	0	0.0 0 0	0
14	15	16	0.0	000000	000000	1	1	0	0.0 0 0	0
15	16	1	0.0	000000	000000	1	1	0	0.0 0 0	0
16	17	16	0.0	000000	000000	2	1	0	0.0 0 0	0
17	18	15	0.0	000000	000000	2	1	0	0.0 0 0	0
18	19	14	0.0	000000	000000	2	1	0	0.0 0 0	0
19	13	20	0.0	000000	000000	3	1	0	0.0 0 0	0
20	21	13	0.0	000000	000000	3	1	0	0.0 0 0	0

DESCRIZIONE TABELLA DATI INCASTRI PARZIALI TRAVI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI INCASTRI PARZIALI TRAVI:

ELEM. n.ro numero dell'elemento trave
 NODO I numero del nodo iniziale della trave
 NODO J numero del nodo finale della trave
 SVINC PARZ. I coeff.moltiplicativi rigidezza flessionale al nodo I
 SVINC PARZ. J coeff.moltiplicativi rigidezza flessionale al nodo J

I coefficienti moltiplicativi della rigidezza flessionale per i nodi I,J della trave, sono riferiti alle rotazioni R2, R3 rispettivamente intorno agli assi 2, 3 della terna locale in I,J.
 Il valore max dei coefficienti e' 1., corrispondente alla situazione di incastro.

===== DATI DI INGRESSO : SEZIONI =====

SEZ.
n.ro

1 UPN240
 2 IPE100
 3 HEA240

===== DATI DI INGRESSO : AREE ED INERZIE NEL RIFERIMENTO LOCALE =====

SEZ. n.ro	AREA (cm2)	J2 (cm4)	J3 (cm4)	JT (cm4)	W2 (cm3)	W3 (cm3)
--------------	---------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

RELAZIONE DI CALCOLO

1	42.3	247.0	3599.0	19.7	39.5	300.0
2	10.3	16.0	171.0	1.2	5.8	34.2
3	76.8	2769.0	7763.0	41.6	230.7	675.1

=====

DATI DI INGRESSO : MODULI PLASTICI NEL RIFERIMENTO LOCALE

=====

SEZ. n.ro	Z2 (cm3)	Z3 (cm3)
1	75.7	358.0
2	9.1	39.4
3	351.7	744.6

DESCRIZIONE TABELLE DATI CARICHI

I carichi sono organizzati in 'condizioni di carico, a loro volta suddivise in:

1) casi di carico

2) combinazioni dei casi di carico

Nell' ambito di una generica condizione di carico possono esserci:

- carichi nodali (compresi cedimenti, variazioni termiche nodali)
- carichi sugli elementi (comprese variazioni termiche)

TABELLA DATI CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI CASI DI CARICO E COMBINAZIONI:

CASO numero del caso di carico
n.ro
DESCRIZIONE descrizione sintetica del caso di carico
COMB. numero della combinazione del caso di carico
n.ro
DESCRIZIONE composizione della combinazione; per ogni caso di carico coinvolto nella combinazione, viene riportato il relativo numero ed il valore del coefficiente moltiplicativo ('peso del caso di carico nella combinazione).

=====

DATI DI INGRESSO : CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

=====

CASI DI CARICO

CASO n.ro	DESCRIZIONE
1	c.d.c. 1 peso proprio
2	peso proprio impalcati
3	perm.portato impalcati
4	sovraccarico impalcati
5	termico

COMBINAZIONI

COMB. n.ro	DESCRIZIONE
1	1*1.3 + 2*1.3 + 3*1.5 + 4*1.5
2	1*1.3 + 2*1.3 + 3*1.5 + 5*1.5
3	1*1.3 + 2*1.3 + 3*1.5 + 5*-1.5
4	1*1 + 2*1 + 3*1 + 4*1
5	1*1 + 2*1 + 3*1 + 5*1
6	1*1 + 2*1 + 3*1 + 5*-1
7	1*1 + 2*1 + 3*1 + 4*0.6
8	1*1 + 2*1 + 3*1 + 5*0.5
9	1*1 + 2*1 + 3*1 + 5*-0.5
10	1*1 + 2*1 + 3*1 + 4*0.5
11	1*1 + 2*1 + 3*1

=====

DATI DI INGRESSO : TABELLA DATI ARCHIVI DI CARICO

=====

ARCH. n.ro	PESO PROP. (Kg/m2)	SOVR. PERM. (Kg/m2)	SOVR. ACC. (Kg/m2)	RID.SIS.
1	250.0	0.0	400.0	0.70

=====

DATI DI INGRESSO : TABELLA DATI ZONE DI CARICO SOLAI

=====

ZONA n.ro	ARCH. n.ro	QUOTA (m)	DIR. rel.X (gradi)	AREA (m2)	PESO PROP. (Kg)	SOVR. PERM. (Kg)	SOVR. ACC. (Kg)
--------------	---------------	--------------	--------------------------	--------------	-----------------------	------------------------	-----------------------

RELAZIONE DI CALCOLO

1	1	0.0	X	2.8	703.1	0.0	1125.0
2	1	0.0	X	2.8	703.1	0.0	1125.0
3	1	0.0	X	2.8	703.1	0.0	1125.0
4	1	0.0	X	2.8	703.1	0.0	1125.0

CARICHI COMPLESSIVI ZONE DI CARICO SOLAI

AREA (m2)	PESO PROP. (Ton)	SOVR. PERM. (Ton)	SOVR. ACC. (Ton)
--------------	------------------------	-------------------------	------------------------

11.3 2.8 0.0 4.5

TABELLA DATI CARICHI NODALI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI CARICHI NODALI.
Relativamente ad ogni caso di carico, sono elencate, per ogni nodo non completamente vincolato, i valori delle 6 componenti di carico (3 forze e 3 momenti) riferite alla terna globale:

NODO	numero del nodo di applicazione del carico
n.ro	
Fx	componente della forza in direzione X
Fy	Y
Fz	Z
Mx	componente del momento in direzione X
My	Y
Mz	Z

Nota: per componente del momento in una direzione, si intende la componente del vettore asse-momento in quella direzione.
La componente Fx della forza e' positiva se concorde con l'asse X; analogamente per Fy, Fz.
La componente Mx del momento e' positiva se concorde con l'asse X; analogamente per My, Mz.

TABELLA DATI CEDIMENTI NODALI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI CEDIMENTI NODALI.

NODO	numero del nodo di applicazione del cedimento
n.ro	
Tx	componente del cedimento lineare in X
Ty	Y
Tz	Z
Rx	componente del cedimento angolare intorno ad X
Ry	Y
Rz	Z

TABELLA DATI CARICHI TRAVI E PILASTRI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI CARICHI TRAVI E PILASTRI.
Relativamente ad ogni caso di carico, vengono elencate, per ogni trave, le seguenti grandezze:

ELEM./	numero dell' elemento
TRATTO	numero del tratto di carico sull' elemento
xi	ascissa del 1o estremo del tratto di carico
xf	2o
Fxi	componente della forza in direzione X nel 1o estremo
Fyi	Y
Fzi	Z
Fxf	componente della forza in direzione X nel 2o estremo
Fyf	Y
Fzf	Z
Mxi	componente del momento in direzione X nel 1o estremo
Myi	Y
Mzi	Z
Mxf	componente del momento in direzione X nel 2o estremo
Myf	Y
Mzf	Z

Nota: L' ascissa viene misurata dal nodo iniziale I della trave (o pilastro), dove vale 0., al nodo finale J, dove vale la lunghezza della trave (o pilastro).

Nota: Ponendo xi = xf # 0., il programma assume che il carico e' concentrato nel punto di ascissa x = xi = xf, con il valore scritto per Fxi, Fyi, Fzi (o Mxi, Myi, Mzi).

Nota: Quando, in stampa, appare la lettera 'L' (i.e. locale) accanto ad numero del tratto di carico, significa che i carichi sono espressi nel riferimento locale; pertanto in tal caso i simboli hanno il seguente significato:

Fxi	componente della forza in direzione 1 nel 1o estremo
Fyi	2
Fzi	3
Fxf	componente della forza in direzione 1 nel 2o estremo
Fyf	2

RELAZIONE DI CALCOLO

Fzf	'	'	'	'	'	3	'	'	'
Mxi	componente del momento in direzione				1	nel 1o	estremo		
Myi	'	'	'	'	'	2	'	'	'
Mzi	'	'	'	'	'	3	'	'	'
Mxf	componente del momento in direzione				1	nel 2o	estremo		
Myf	'	'	'	'	'	2	'	'	'
Mzf	'	'	'	'	'	3	'	'	'

TABELLA DATI CARICHI TERMICI NODALI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI CARICHI TERMICI NODALI.

NODO	numero del nodo
n.ro	
Temp	temperatura del nodo in gradi centigradi

TABELLA DATI CARICHI TERMICI TRAVI E PILASTRI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI CARICHI TERMICI TRAVI E PILASTRI.
Relativamente ad ogni caso di carico termico, vengono elencate per ogni trave, le seguenti grandezze:

ELEM.	numero dell' elemento			
DT uniforme	delta T costante sull' intero elemento			
DT nodo I	delta T nel nodo I			
DT nodo J	delta T nel nodo J			
DT da 2- a 2+ nodo I	delta T nel nodo I lungo l' asse locale 2			
DT da 2- a 2+ nodo J	delta T nel nodo J lungo l' asse locale 2			
DT da 3- a 3+ nodo I	'	'	'	3
DT da 3- a 3+ nodo J	'	'	'	'

TABELLA DATI CARICHI TERMICI SETTI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella DATI CARICHI TERMICI SETTI.
Relativamente ad ogni caso di carico, vengono elencate, per ogni trave, le seguenti grandezze:

ELEM.	numero dell' elemento setto	
DT uniforme	variazione di temperatura uniforme sull' elemento	
DT spessore	variazione di temperatura lineare dall'intradosso all' estradosso dell' elemento.	

DATI DI INGRESSO : TABELLA CARICHI TRAVI CASO DI CARICO 1

ELEM/ TRATTO n.ro	xi xf (m)	Fxi Fxf (kg/m)	Fyi Fyf (kg/m)	Fzi Fzf (kg/m)	Mxi Mxf (kgm/m)	Myi Myf (kgm/m)	Mzi Mzf (kgm/m)
1/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
2/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
	2.50	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
3/ 1	0.00	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
4/ 1	0.00	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
5/ 1	0.00	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
6/ 1	0.00	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
7/ 1	0.00	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
8/ 1	0.00	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
9/ 1	0.00	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
10/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
11/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
	2.50	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
12/ 1	0.00	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
13/ 1	0.00	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
14/ 1	0.00	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
15/ 1	0.00	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-33.21	0.00	0.00	0.00
16/ 1	0.00	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
17/ 1	0.00	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
18/ 1	0.00	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-8.09	0.00	0.00	0.00
19/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
	2.50	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

20/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-60.29	0.00	0.00	0.00

DATI DI INGRESSO : TABELLA CARICHI TRAVI CASO DI CARICO 2

ELEM/ TRATTO n.ro	xi xf (m)	Fxi Fxf (kg/m)	Fyi Fyf (kg/m)	Fzi Fzf (kg/m)	Mxi Mxf (kgm/m)	Myi Myf (kgm/m)	Mzi Mzf (kgm/m)
1/ 1	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
3/ 1	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
3/ 2	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
4/ 1	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
4/ 2	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
5/ 1	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
5/ 2	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
10/ 1	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
16/ 1	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
16/ 2	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
17/ 1	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
17/ 2	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
18/ 1	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
18/ 2	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
20/ 1	0.00	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-234.38	0.00	0.00	0.00

DATI DI INGRESSO : TABELLA CARICHI TRAVI CASO DI CARICO 4

ELEM/ TRATTO n.ro	xi xf (m)	Fxi Fxf (kg/m)	Fyi Fyf (kg/m)	Fzi Fzf (kg/m)	Mxi Mxf (kgm/m)	Myi Myf (kgm/m)	Mzi Mzf (kgm/m)
1/ 1	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
3/ 1	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
3/ 2	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
4/ 1	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
4/ 2	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
5/ 1	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
5/ 2	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
6/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
7/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
8/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
9/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
10/ 1	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
12/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
13/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
14/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
15/ 1	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
	1.88	0.00	0.00	-60.00	0.00	0.00	0.00
16/ 1	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
16/ 2	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
17/ 1	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
17/ 2	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
18/ 1	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
18/ 2	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

20/ 1	0.00	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	0.00	-375.00	0.00	0.00	0.00

DATI DI INGRESSO : VARIAZIONI TERMICHE TRAVI CASO DI CARICO 5

ELEM n.ro	DT UNIFORME (C)	DT NODO I (C)	DT NODO J (C)	DT 2- 2+ NODO I (C)	DT 2- 2+ NODO J (C)	DT 3- 3+ NODO I (C)	DT 3- 3+ NODO J (C)
1	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00

DESCRIZIONE TABELLA VERIFICA ASTE, TRAVI, PILASTRI IN ACCIAIO

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella VERIFICA ASTE, TRAVI, PILASTRI IN ACCIAIO

ELEM. n.ro	numero dell' elemento asta, trave o pilastro
tipo sezione	denominazione del profilo della sezione in acciaio
tipo acc.	tipo di acciaio: S235(Fe360), S275(Fe430), S355(Fe510), S420, S460
L	lunghezza dell'elemento asta, trave o pilastro in m.
Peso	peso dell'elemento asta, trave o pilastro in kg.
Arid/A	rapporto tra l' area di calcolo della sezione e l' area teorica
Classe prof.	classificazione del profilo in base alla capacita' rotazionale per N(compressione), M2, M3 (flessione intorno agli assi locali 2,3)
N M2 M3	
Beta 1-2	coeff. Beta relativo al piano di inflessione 1-2 per le verifiche di instabilita' di aste compresse o presso-inflesse
Beta 1-3	coeff. Beta relativo al piano di inflessione 1-3 per le verifiche di instabilita' di aste compresse o presso-inflesse
Beta tors	coeff. Beta relativo alla verifica di instabilita' a svergolamento
snell. 1-2	snellezza relativa al piano di inflessione 1-2
snell. 1-3	snellezza relativa al piano di inflessione 1-3
curva stab.1-2	curva di stabilita' utilizzata per il calcolo del X 1-2
curva stab.1-3	curva di stabilita' utilizzata per il calcolo del X 1-3
X 1-2	coeff. 'chi' minorativo della resistenza relativo alla snellezza 1-2
X 1-3	coeff. 'chi' minorativo della resistenza relativo alla snellezza 1-3
nv	elemento non verificato

RISULTATI : VERIFICA ELEMENTI ACCIAIO

ELEM. n.ro	tipo sezione	tipo acc.	L (m)	Peso (Kg)	Arid/A	Classe prof. N M2 M3	Beta fles. 1-2 1-3	Beta tors.	snell. 1-2 1-3	curva stab. 1-2 1-3	X 1-2 1-3
1	HEA240	S275	1.50	90.4	1.0	1 1 1	1.0 0.5	1.0	14.9 12.5	b c	1.00 1.00
2	HEA240	S275	2.50	150.7	1.0	1 1 1	1.0 0.5	1.0	24.9 20.8	b c	0.97 0.98
3	IPE100	S275	1.50	12.1	1.0	1 1 1	1.0 0.5	1.0	36.8 60.2	a b	0.95 0.79
4	IPE100	S275	1.50	12.1	1.0	1 1 1	1.0 0.5	1.0	36.8 60.2	a b	0.95 0.79
5	IPE100	S275	1.50	12.1	1.0	1 1 1	1.0 0.5	1.0	36.8 60.2	a b	0.95 0.79
6	UPN240	S275	1.88	62.3	1.0	1 1 1	1.0 0.5	1.0	20.3 38.8	c c	0.98 0.87
7	UPN240	S275	1.88	62.3	1.0	1 1 1	1.0 0.5	1.0	20.3 38.8	c c	0.98 0.87
8	UPN240	S275	1.88	62.3	1.0	1 1 1	1.0 0.5	1.0	20.3	c	0.98

9	UPN240	S275	1.88	62.3	1.0	1	1	1	0.5	1.0	38.8	c	0.87
									1.0	1.0	20.3	c	0.98
10	HEA240	S275	1.50	90.4	1.0	1	1	1	0.5	1.0	38.8	c	0.87
									1.0	1.0	14.9	b	1.00
11	HEA240	S275	2.50	150.7	1.0	1	1	1	0.5	1.0	12.5	c	1.00
									1.0	1.0	24.9	b	0.97
12	UPN240	S275	1.88	62.3	1.0	1	1	1	0.5	1.0	20.8	c	0.98
									1.0	1.0	20.3	c	0.98
13	UPN240	S275	1.88	62.3	1.0	1	1	1	0.5	1.0	38.8	c	0.87
									1.0	1.0	20.3	c	0.98
14	UPN240	S275	1.88	62.3	1.0	1	1	1	0.5	1.0	38.8	c	0.87
									1.0	1.0	20.3	c	0.98
15	UPN240	S275	1.88	62.3	1.0	1	1	1	0.5	1.0	38.8	c	0.87
									1.0	1.0	20.3	c	0.98
16	IPE100	S275	1.50	12.1	1.0	1	1	1	0.5	1.0	38.8	c	0.87
									1.0	1.0	36.8	a	0.95
17	IPE100	S275	1.50	12.1	1.0	1	1	1	0.5	1.0	60.2	b	0.79
									1.0	1.0	36.8	a	0.95
18	IPE100	S275	1.50	12.1	1.0	1	1	1	0.5	1.0	60.2	b	0.79
									1.0	1.0	36.8	a	0.95
19	HEA240	S275	2.50	150.7	1.0	1	1	1	0.5	1.0	60.2	b	0.79
									1.0	1.0	24.9	b	0.97
20	HEA240	S275	1.50	90.4	1.0	1	1	1	0.5	1.0	20.8	c	0.98
									1.0	1.0	14.9	b	1.00
									0.5	1.0	12.5	c	1.00

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella VERIFICA ASTE, TRAVI, PILASTRI IN ACCIAIO

ELEM. n.ro	numero dell' elemento asta, trave o pilastro
CDC n.ro	n.ro del caso di carico
COMB n.ro	n.ro della combinazione di carico
Sigma snerv.	tensione di snervamento in Kg/cm ²
C_sfrut res.	coeff.di sfruttamento a resistenza max: OK se <= 1.
C_sfrut stab.	coeff.di sfruttamento max a stabilita': OK se <= 1.
Tipo ver.	tipo di verifica a stabilita', con i seguenti
stab.	significati :
	0 nessuna verifica di stabilita' necessaria
	1 aste compresse (NTC 4.2.4, EC3 5.5.1)
	2 presso-flessione (NTC 4.2.4, EC3 5.5.4)
	3 presso-flessione + svergolamento (NTC 4.2.4, EC3 5.5.4)
	4 instabilita' flesso-torsionale (NTC 4.2.4, EC3 5.5.2)
M2eq_pf	momento equivalente per presso-flessione relativo alla flessione nel piano definito dagli assi 1-3 (=0. se l' elemento non e' compresso e/o inflesso)
M3eq_pf	momento equivalente per presso-flessione relativo alla flessione nel piano definito dagli assi 1-2 (=0. se l' elemento non e' compresso e/o inflesso)
Meq_sverg	momento equivalente per lo svergolamento nel piano di flessione 1-2 (= 0. se non e' presente il momento M3)
nv	elemento non verificato ad una delle seguenti condizioni : resistenza, stabilita'

ELEM. n.ro	CDC n.ro	COMB n.ro	C_sfrut res.	C_sfrut stab.	Tipo ver. stab.	M2eq_pf (Kg*m)	M3eq_pf (Kg*m)	Meq_sverg (Kg*m)
1		2	0.41	0.42	3	0.0	0.0	2439.7
2		2	0.42	0.43	3	0.0	0.0	2440.1
3		1	0.46	0.53	4	0.0	0.0	487.4
4		1	0.47	0.54	4	0.0	0.0	493.0
5		1	0.47	0.54	4	0.0	0.0	490.3
6		1	0.31	0.19	2	57.6	1058.1	0.0
7		1	0.33	0.17	2	12.4	1089.6	0.0
8		1	0.31	0.18	2	19.3	1099.3	0.0
9		1	0.56	0.27	2	39.3	1893.1	0.0
10		2	0.61	0.71	2	3491.2	935.2	0.0
11		2	0.58	0.63	2	2636.0	922.3	0.0
12		1	0.30	0.19	2	57.6	1058.1	0.0
13		1	0.33	0.17	2	12.4	1089.6	0.0
14		1	0.33	0.18	2	19.3	1099.3	0.0
15		1	0.53	0.27	2	39.3	1889.0	0.0
16		1	0.46	0.53	4	0.0	0.0	487.4
17		1	0.47	0.54	4	0.0	0.0	493.0
18		1	0.47	0.54	4	0.0	0.0	490.3
19		2	0.58	0.63	3	2636.0	0.0	932.8
20		2	0.61	0.71	2	3491.2	931.6	0.0

= STAMPA VERIFICA DI DEFORMAZIONE TRAVI METODO S.L. COMB. SLE PERMANENTI

f_{\max} = Freccia massima trave per la condizione di carico considerata
 f_{amm} = Freccia ammissibile = $L/300$

RELAZIONE DI CALCOLO

v = Trave verificata a deformazione se $\text{abs}(f_{\text{max}}) \leq f_{\text{amm}}$
nv = Trave non verificata a deformazione se $\text{abs}(f_{\text{max}}) > f_{\text{amm}}$

N.B. Le frecce calcolate non includono lo spostamento rigido dovuto all'abbassamento dei nodi d'estremità della trave

=====

= TRAVATA N.RO 1

=====

Elemento n.	c.d.c. n.	comb. n.	f_max (mm)	f_amm (mm)	
12		10	0.44	6.25	v
12		11	0.25	6.25	v
13		10	0.88	6.25	v
13		11	0.49	6.25	v
14		10	0.51	6.25	v
14		11	0.28	6.25	v
15		10	-0.72	6.25	v
15		11	-0.40	6.25	v
9		10	-0.72	6.25	v
9		11	-0.40	6.25	v
8		10	0.51	6.25	v
8		11	0.28	6.25	v
7		10	0.88	6.25	v
7		11	0.49	6.25	v
6		10	0.44	6.25	v
6		11	0.25	6.25	v

20.3 VERIFICA DEL NODO HEA 240 - C.A.



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

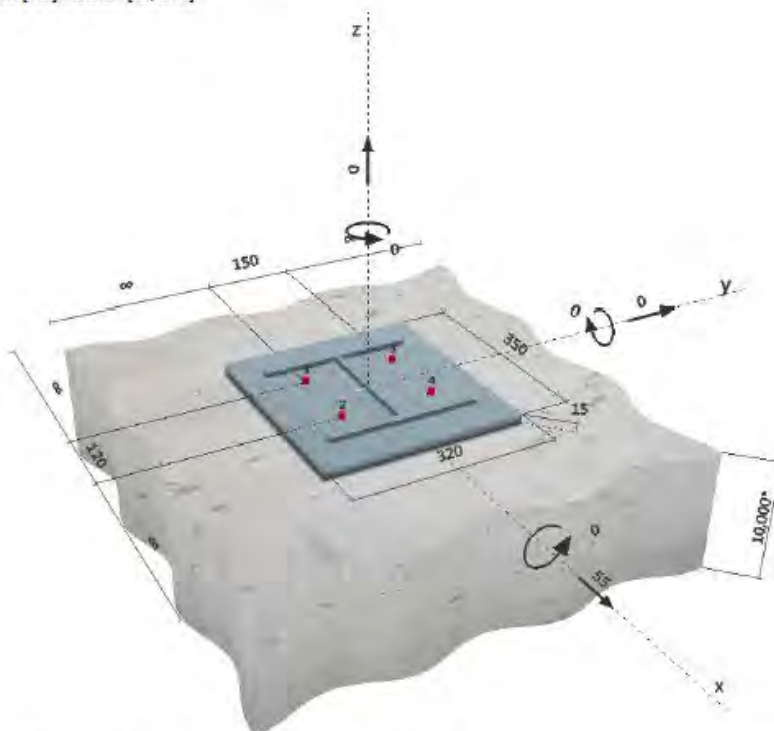
Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data: 17/01/2018

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + AM (8.8) M10	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,eff} = 60 \text{ mm}$ ($h_{ef,min} = 200 \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 16/0143	
Emesso / Valido:	12/07/2017 / -	
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_p \times l_p \times t = 350 \text{ mm} \times 320 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	IPB/H/HEA; ($L \times W \times T \times FT$) = $230 \text{ mm} \times 240 \text{ mm} \times 8 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{ct,split} = 30.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità.
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono / Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

2

17/01/2018

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	13.750	13.750	0.000
2	0.000	13.750	13.750	0.000
3	0.000	13.750	13.750	0.000
4	0.000	13.750	13.750	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo:

- [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:

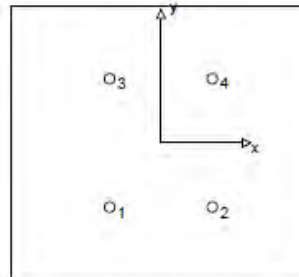
- [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0):

0.000 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0):

0.000 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo p_{st} [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data: 17/01/2018

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	13.750	18.580	75	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	55.000	61.072	91	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Ed,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Ed,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
23.200	1.250	18.580	13.750

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{s,v}$ [mm ²]	$A_{s,v}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,act,25}$ [N/mm ²]	$c_{tr,Rk}$ [mm]	$s_{tr,Rk}$ [mm]	c_{top} [mm]
99000	32400	18.00	90	180	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,act}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{s,Nk}$	$\psi_{s,Nk}$	k-factor
1.018	7.64	2.300	1.307	1.041	2.000
$e_{s,v}$ [mm]	$\psi_{act,Nk}$	$e_{s,v}$ [mm]	$\psi_{act,Nk}$	$\psi_{s,Nk}$	$\psi_{s,Nk}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Ed,s}$ [kN]	$N_{Ed,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Ed,act}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	
14.397	45.804	1.500	61.072	55.000	

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Ed} = 0.000 [kN]	δ_H = 0.000 [mm]
V_{Ed} = 10.185 [kN]	δ_V = 0.611 [mm]
	δ_{NV} = 0.611 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Ed} = 0.000 [kN]	δ_H = 0.000 [mm]
V_{Ed} = 10.185 [kN]	δ_V = 0.615 [mm]
	δ_{NV} = 0.615 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

L'ancoraggio risulta verificato!

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, PL-5434 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data: 17/01/2018

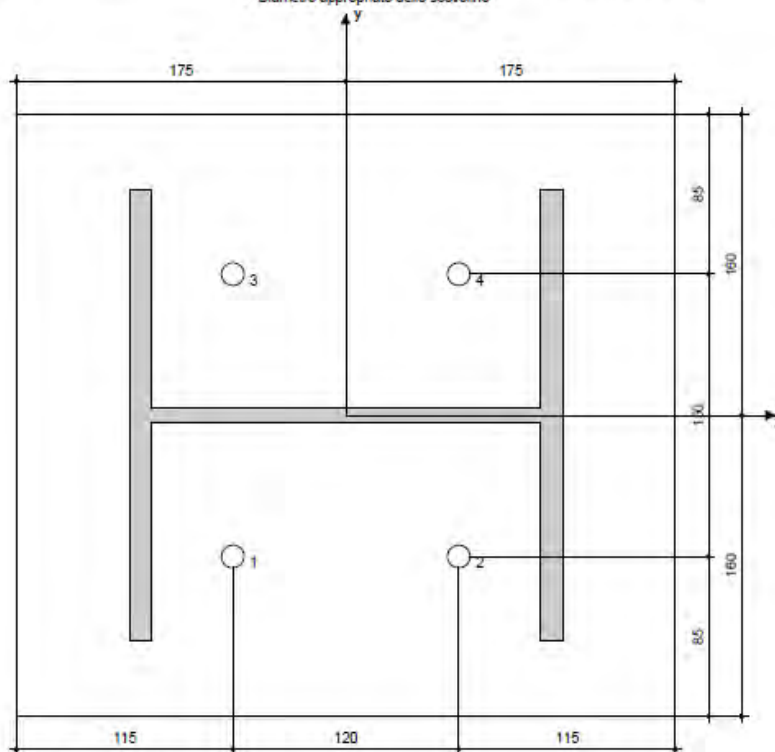
7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
Profilo: IPB/HEA, 230 x 240 x 8 x 12 mm
Diametro del foro nella piastra: $d_f = 12$ mm
Spessore della piastra (input): 15 mm
Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione
Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + AM (8.8) M10
Coppia di serraggio: 0,020 kNm
Diametro del foro nel materiale base: 12 mm
Profondità del foro nel materiale base: 60 mm
Spessore minimo del materiale base: 100 mm

7.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> Idoneo per rotopercussione Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	c_{x1}	c_{x2}	c_{y1}	c_{y2}
1	-60	-75	-	-	-	-
2	60	-75	-	-	-	-
3	-60	75	-	-	-	-
4	60	75	-	-	-	-

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità.
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9434 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data:

5

17/01/2018

8 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

20.4 VERIFICA UPN 240 HEA 240

ProgettoArchimede Software - Siracusa - Italy
Giovanni Conticello & Sebastiano Floridia
ABCJoints - Design of Joints with EC3

Nodo con piatto

Data = 17/01/18 01:22

Profili

Profilo primario = HE 320 A

hc = 310 mm

bc = 300 mm

twc = 9.0 mm

tfc = 15.5 mm

rc = 27.0 mm

dc = 225 mm

Ac = 12437 mm²

Av_c = 4113 mm²

Av_{f,c} = 9300 mm²

W_{pl,c} = 1628089 mm³

f_{y,c} = 235 N/mm²

f_{u,c} = 360 N/mm²

Betaw_c = 0.80

N_{pl,c} = Ac x f_{y,c} / gamma0 = 12437 x 235 / 1.00 = 2922642 N

V_{pl,c} = Av_c x f_{y,c} / (sqrt(3) x gamma0) = 4113 x 235 / (sqrt(3) x 1.00) = 558078 N

M_{pl,c} = W_{pl,c} x f_{y,c} / gamma0 = 1628089 x 235 / 1.00 = 382601000 Nmm

V_{pl,orto,c} = Av_{f,c} x f_{y,c} / (sqrt(3) x gamma0) = 9300 x 235 / (sqrt(3) x 1.00) = 1261799 N

Profilo Primario (f1), Profilo Secondario (f2), Progetto (f) = IPE 100

hb = 100 mm

bb = 55 mm

twb = 4.1 mm

tfb = 5.7 mm

rb = 7.0 mm

db = 75 mm

Ab = 1032 mm²

Av_b = 508 mm²

Av_{f,b} = 627 mm²

W_{pl,b} = 39407 mm³

f_{y,b} = 275 N/mm²

f_{u,b} = 430 N/mm²

Betaw_b = 0.85

N_{pl,b} = Ab x f_{y,b} / gamma0 = 1032 x 275 / 1.00 = 283888 N

V_{pl,b} = Av_b x f_{y,b} / (sqrt(3) x gamma0) = 508 x 275 / (sqrt(3) x 1.00) = 80734 N

M_{pl,b} = W_{pl,b} x f_{y,b} / gamma0 = 39407 x 275 / 1.00 = 10836880 Nmm

V_{pl,orto,b} = Av_{f,b} x f_{y,b} / (sqrt(3) x gamma0) = 627 x 275 / (sqrt(3) x 1.00) = 99550 N

Piatto

DeltaZ = 0 mm (Distanza dalla flangia superiore della trave)

b = 110 mm

h = 110 mm

t = 10 mm

f_y = 235 N/mm²

f_u = 360 N/mm²

Betaw_p = 0.80 N/mm²

Bulloni

Classe Bulloni = 8.8

d (Diametro) = 14 mm

do (Diametro Foro) = 16 mm

Anom = 154 mm²

As = 115 mm²

A = 154 mm²

f_{yb} = 640 N/mm²

f_{ub} = 800 N/mm²

n° righe = 2

n° file = 2

n° bulloni = 4

Distanze dai bordi e passi, azione di riferimento Vy (EC3 parte 1-8, tab. 3.1)

e1,sup = 30 mm

e1,inf = 30 mm

p1,1 = 50 mm

e2 = 23 mm

p2 = 65 mm

RELAZIONE DI CALCOLO

Dimensione per T - Stub

$e_{\min} = 23 \text{ mm}$

$m = 26 \text{ mm}$

$n = e_{\min} = 23 \text{ mm}$

Saldatura

Tipo = Cordone d'angolo

Dimensioni L x a = 110 x 5 mm

n° cordoni = 2

Condizione di Carico n°1

$N_{sd,x} = 0 \text{ kN}$

$V_{sd,y} = 13 \text{ kN}$

$V_{sd,z} = 0 \text{ kN}$

$M_{tsd,x} = 0 \text{ kNm}$

CONTROLLO GEOMETRIA POSIZIONAMENTO BULLONI - EC3 Parte 1-8 - Punto 3.5

Piatto - azione V_y

$e_1 > 1.2 \times d_o = 30 > 19$ ----> SI

$e_1 < 4t + 40 \text{ mm} = 30 < 80$ ----> SI

$e_2 > 1.2 \times d_o = 23 > 19$ ----> SI

$e_2 < 4t + 40 \text{ mm} = 23 < 80$ ----> SI

$p_1 > 2.2 \times d_o = 50 > 35$ ----> SI

$p_1 < \min(14t, 200 \text{ mm}) = 50 < 140$ ----> SI

$p_2 > 2.4 \times d_o = 65 > 38$ ----> SI

$p_2 < \min(14t, 200 \text{ mm}) = 65 < 140$ ----> SI

CONTROLLO GEOMETRIA POSIZIONAMENTO BULLONI - EC3 Parte 1-8 - Punto 3.5

Piatto - azione V_z

$e_1 > 1.2 \times d_o = 23 > 19$ ----> SI

$e_1 < 4t + 40 \text{ mm} = 23 < 80$ ----> SI

$e_2 > 1.2 \times d_o = 30 > 19$ ----> SI

$e_2 < 4t + 40 \text{ mm} = 30 < 80$ ----> SI

$p_1 > 2.2 \times d_o = 65 > 35$ ----> SI

$p_1 < \min(14t, 200 \text{ mm}) = 65 < 140$ ----> SI

$p_2 > 2.4 \times d_o = 50 > 38$ ----> SI

$p_2 < \min(14t, 200 \text{ mm}) = 50 < 140$ ----> SI

VERIFICA DEI BULLONI A TRAZIONE E TAGLIO - EC3 Parte 1-8 - Punto 3.6 Tab. 3.4

Condizione di Carico n°1

$N_z = N_{sd,x} = 0 \text{ N}$

$V_x = V_{sd,z} = 0 \text{ N}$

$V_y = V_{sd,y} = 13050 \text{ N}$

$T_{Ed} = M_{tsd,x} = 0 \text{ Nmm}$

$n_{b,h} = 2$ (Numero di Bulloni per Riga)

$n_{b,v} = 2$ (Numero di Bulloni per fila)

Posizione Verticale delle righe di Bulloni dal Baricentro dei Bulloni

$y_1 = 25 \text{ mm}$

$y_2 = -25 \text{ mm}$

$y_{\max} = 25 \text{ mm}$

Posizione Orizzontale delle file di Bulloni dal Baricentro dei Bulloni

$x_1 = 32 \text{ mm}$

$x_2 = -32 \text{ mm}$

$x_{\max} = 32 \text{ mm}$

$J_b = \text{summ}(n_{b,v} \times \text{square}(x_i)) + \text{summ}(n_{b,h} \times \text{square}(y_i)) = 4096 + 2500 = 6596 \text{ mm}^2$ (Momento Polare dei Bulloni)

Risultante Forza di Taglio per Piano di Taglio del Bullone

$n_b = 4$ (Numero di Bulloni)

$n_v = 1$ (Numero di Sezioni Resistenti al Taglio del Bullone)

$V_{x,Ed}(V_x) = V_x / (n_v \times n_b) = 0 / (1 \times 4) = 0 \text{ N}$

$V_{y,Ed}(V_y) = V_y / (n_v \times n_b) = 13050 / (1 \times 4) = 3263 \text{ N}$

$V_{x,Ed}(T_{Ed}) = (T_{Ed} \times y_{\max}) / (n_v \times J_b) = (0 \times 25) / (1 \times 6596) = 0 \text{ N}$

$V_{y,Ed}(T_{Ed}) = (T_{Ed} \times x_{\max}) / (n_v \times J_b) = (0 \times 32) / (1 \times 6596) = 0 \text{ N}$

$F_{v,Ed} = \text{sqrt}(\text{square}(V_{x,Ed} + V_{x,Ed}(T_{Ed})) + \text{square}(V_{y,Ed} + V_{y,Ed}(T_{Ed}))) = \text{sqrt}(\text{square}(0 + 0) + \text{square}(3263 + 0)) = 3263 \text{ N}$

Resistenza a Taglio del Bullone per Piano di Taglio - EC3 Parte 1-8 - Punto 3.6.1 - tab. 3.4

$F_{v,Rd} = (\alpha_f \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{M2} = (0.6 \times 800 \times 154) / 1.25 = 59112 \text{ N}$

RELAZIONE DI CALCOLO

$$IR = F_{v,Ed} < F_{v,Rd} = 3263 < 59112 = 0.06 \quad \text{---> SI}$$

VERIFICA DELLA SALDATURA - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Condizione di Carico n°1

Verifica su un solo cordone

$$N_z = N_{sd,x/2} = 0 \text{ N}$$

$$V_x = V_{sd,z/2} = 0 \text{ N}$$

$$V_y = V_{sd,y/2} = 6525 \text{ N}$$

$$T_{,Ed} = M_{tsd,x} = 0 \text{ Nmm}$$

$$ecc_{,weld} = t_{wb} = 4 \text{ mm}$$

Risultante Forze combinate per la Saldatura

Piatto

$$N_{,Ed} (N_z) = 0 \text{ N}$$

$$V_{x,Ed} (V_x) = 0 \text{ N}$$

$$V_{y,Ed} (V_y) = 6525 \text{ N}$$

$$M_{x,Ed} = 0 \text{ Nmm}$$

$$T_{,Ed} (M_{t,z}) = 0 \text{ Nmm}$$

$$V_{y,Ed} (T_{,Ed}) = T_{,Ed} / ecc_{,weld} = 0 / 4 = 0 \text{ N}$$

$$F_{w,Ed} = \sqrt{(N_{,Ed} (N_z))^2 + (V_{x,Ed} (V_x))^2 + (V_{y,Ed} (V_y) + V_{y,Ed} (T_{,Ed}))^2} = \sqrt{(0)^2 + (6525)^2} = 6525 \text{ N}$$

Resistenza di Progetto e verifica della Saldatura - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Piatto

Condizione di Carico n°1

$$F_{w,Ed} = 6525 \text{ N}$$

$$f_{w,d} = (f_u / (\sqrt{3})) / (\gamma_{m2} \times \beta_{taw}) = (360 / (\sqrt{3})) / (1.25 \times 0.80) = 208 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{w,Rd} = f_{w,d} \times 0.707 \times a_w \times l_w \times n^\circ \text{ weld} = 208 \times 0.707 \times 5 \times 110 \times 1 = 80821 \text{ N}$$

$$IR = F_{w,Ed} < F_{w,Rd} = 6525 < 80821 = 0.08 \quad \text{---> SI}$$

AZIONE DI PROGETTO PER VERIFICA SEZIONE LORDE E NETTE - EC3_Parte_1_1 - Punto 6.2.3 - 6.2.5 - 6.2.6

Profilo secondario

Condizione di Carico n°1

$$N_{x,Ed} = N_{sd,x} = 0 \text{ N}$$

$$V_{y,Ed} = V_{sd,y} = 13050 \text{ N}$$

VERIFICA A TRAZIONE, TAGLIO, MOMENTO FLETTENTE SEZIONI LORDE E NETTE - EC3_Parte_1_1 - Punto 6.2.3 - 6.2.5 - 6.2.6

Profilo secondario

Condizione di Carico n°1

$$V_{y,Ed} = 13050 \text{ N}$$

Taglio V_y (Sezione Lorda)

Profilo

$$A_v = h_b \times t_b = 110 \times 4.1 = 451 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times f_y / (\sqrt{3}) \times \gamma_{m0} = 451 \times 275 / (\sqrt{3}) \times 1.00 = 71606 \text{ N}$$

$$IR = V_{y,Ed} < V_{y,Rd} = 13050 < 71606 = 0.18 \quad \text{---> SI}$$

AZIONE DI PROGETTO PER VERIFICA SEZIONE LORDE E NETTE - EC3_Parte_1_1 - Punto 6.2.3 - 6.2.5 - 6.2.6

Piatto

Condizione di Carico n°1

$$V_{y,Ed} = V_{sd,y} / 2 = 6525 \text{ N}$$

VERIFICA A TRAZIONE, TAGLIO, MOMENTO FLETTENTE SEZIONI LORDE E NETTE - EC3_Parte_1_1 - Punto 6.2.3 - 6.2.5 - 6.2.6

Piatto

Condizione di Carico n°1

$$V_{y,Ed} = 6525 \text{ N}$$

Taglio V_y (Sezione Lorda)

Piatto

$$A_v = n_p \times h_p \times t_p = 1 \times 110 \times 10.0 = 1100 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times f_y / (\sqrt{3}) \times \gamma_{m0} = 1100 \times 235 / (\sqrt{3}) \times 1.00 = 149245 \text{ N}$$

Taglio V_y (Sezione Netta)

Piatto

$$A_{net} = n_p \times (h_p - (n_{,row} \times d_o)) \times t_b = 1 \times (110 - (2 \times 16)) \times 10.0 = 780 \text{ mm}^2$$

RELAZIONE DI CALCOLO

$$V_{u,Rd} = A_{net} \times f_u / \sqrt{3} \times \gamma_{M2} = 780 \times 360 / \sqrt{3} \times 1.25 = 129696 \text{ N}$$

$$IR = V_{y,Ed} < V_{y,Rd} = 6525 < 129696 = 0.05 \quad \text{---> SI}$$

AZIONE DI PROGETTO PER VERIFICA A STRAPPO (BLOCK TEARING) - EC3_Parte_1_8 - Punto 3.10.2

Piatto

Condizione di Carico n°1

$$V_{y,Ed} = V_{sd,y} / 2 = 6525 \text{ N}$$

VERIFICA A STRAPPO (BLOCK TEARING) - EC3_Parte_1_8 - Punto 3.10.2

Piatto

Condizione di Carico n°1

$$V_{y,Ed} = 6525 \text{ N}$$

$n_{b,h} = 1$ (Numero di Bulloni per Riga)

$n_{b,v} = 2$ (Numero di Bulloni per fila)

$e_1 = 30.0 \text{ mm}$ (Distanza del foro bullone dalla estremità del Piatto)

$e_2 = 22.5 \text{ mm}$ (Distanza del foro bulloni dal Bordo del Piatto)

$p_{1,1} = 50 \text{ mm}$

Taglio

Piatto

$$A_{nt} = (e_2 + (n_{b,h} - 1) \times p_2 - (n_{b,h} - 0.5) \times d_o) \times n_p \times t_p = (23 + (1 - 1) \times 65 - (1 - 0.5) \times 16) \times 1 \times 10 = 145 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (h_p - e_1 - (n_{b,v} - 0.5) \times d_o) \times n_p \times t_p = (110 - 30 - (2 - 0.5) \times 16) \times 1 \times 10 = 560 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = (0.5 \times f_u \times A_{nt}) / \gamma_{M2} + (f_{y,d} \times A_{nv}) / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = (0.5 \times 360 \times 145) / 1.25 + (235 \times 560) / (\sqrt{3} \times 1.00) = 96859 \text{ N}$$

$$IR = V_{y,Ed} < V_{y,Rd} = 6525 < 96859 = 0.07 \quad \text{---> SI}$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO - EC3 - Parte 1-8 - Punto 3.6 - Tab. 3.4

Profilo primario

Condizione di Carico n°1

$$V_y = 13050 \text{ N}$$

$n_b = 4$ (Numero di Bulloni)

$n_p = 1$ (Numero di Piatti)

$e_1' = 0 \text{ mm}$ (Distanza del foro bullone dalla estremità del Profilo)

$e_2' = 123 \text{ mm}$ (Distanza del foro bullone dal Bordo del Profilo)

$e_1 = 30 \text{ mm}^2$ (Distanza del foro bullone dalla estremità del Piatto)

$e_2 = 23 \text{ mm}^2$ (Distanza del foro bulloni dal Bordo del Piatto)

Rifollamento Verticale

Azione

$$V_{y,Ed} (V_y) = V_y / n_b = 13050 / 4 = 3263 \text{ N}$$

$$V_{y,Ed} (T_{y,Ed}) = (T_{y,Ed} \times x_{max}) / J_b = (0 \times 32) / 6596 = 0 \text{ N}$$

$$F_{y,b,Ed} = V_{y,Ed} (V_y) + V_{y,Ed} (T_{y,Ed}) = 3263 + 0 = 3263 \text{ N}$$

Profilo

$$\alpha_{f,d} = p_1 / (3 \times d_o) - 1/4 = 50 / (3 \times 16) - 1/4 = 0.79 \text{ (Bulloni Interni)}$$

$$\alpha_{f,d} = \min (e_1 / (3 \times d_o), p_1 / (3 \times d_o) - 1/4, 1) = 0.79$$

$$f_{ub} / f_u = 800 / 360 = 2.22$$

$$\alpha_{f,b} = \min (\alpha_{f,d}, f_{ub} / f_u, 1) = 0.79$$

$$k_1 = 2.8 \times (e_2 / d_o) - 1.7 = 2.8 \times (123 / 16) - 1.7 = 19.74 \text{ (Bulloni di Bordo)}$$

$$k_1 = 1.4 \times (p_2 / d_o) - 1.7 = 1.4 \times (65 / 16) - 1.7 = 3.99 \text{ (Bulloni Interni)}$$

$$k_1 = \min (2.8 \times e_2 / d_o - 1.7, 1.4 \times p_2 / d_o - 1.7, 2.5) = 2.50$$

$$F_{b,Rd} = (k_1 \times \alpha_{f,b} \times f_u \times d \times n_p \times t) / \gamma_{M2} = (2.5 \times 0.79 \times 360 \times 14 \times 15.5) / 1.25 = 123690 \text{ N}$$

Piatto

$$\alpha_{f,d} = e_1 / (3 \times d_o) = 30 / (3 \times 16) = 0.63 \text{ (Bulloni Estremi)}$$

$$\alpha_{f,d} = p_1 / (3 \times d_o) - 1/4 = 50 / (3 \times 16) - 1/4 = 0.79 \text{ (Bulloni Interni)}$$

$$\alpha_{f,d} = \min (e_1 / (3 \times d_o), p_1 / (3 \times d_o) - 1/4, 1) = 0.63$$

$$f_{ub} / f_u = 800 / 360 = 2.22$$

$$\alpha_{f,b} = \min (\alpha_{f,d}, f_{ub} / f_u, 1) = 0.63$$

$$k_1 = 2.8 \times (e_2 / d_o) - 1.7 = 2.8 \times (23 / 16) - 1.7 = 2.24 \text{ (Bulloni di Bordo)}$$

$$k_1 = 1.4 \times (p_2 / d_o) - 1.7 = 1.4 \times (65 / 16) - 1.7 = 3.99 \text{ (Bulloni Interni)}$$

$$k_1 = \min (2.8 \times e_2 / d_o - 1.7, 1.4 \times p_2 / d_o - 1.7, 2.5) = 2.24$$

$$F_{b,Rd} = (k_1 \times \alpha_{f,b} \times f_u \times d \times n_p \times t) / \gamma_{M2} = (2.2 \times 0.63 \times 360 \times 14 \times 1 \times 10.0) / 1.25 = 56385 \text{ N}$$

$$IR = F_{b,Ed} < F_{b,Rd} = 3263 < 56385 = 0.06 \quad \text{---> SI}$$

.

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data:

2
17/01/2018

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

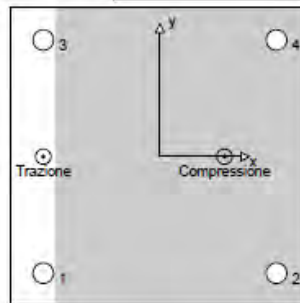
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.252	1.250	1.250	0.000
2	0.000	1.250	1.250	0.000
3	0.252	1.250	1.250	0.000
4	0.000	1.250	1.250	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.11 [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 3.29 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-125/0): 0.503 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(89/0): 143.503 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo p_{av} [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	0.252	130.667	1	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	0.503	56.803	1	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	0.503	35.299	2	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{\text{Rd},s}$ [kN]	$\gamma_{\text{M},s}$	$N_{\text{Ed},s}$ [kN]	$N_{\text{Ed},s}$ [kN]
130.667	1.500	130.667	0.252

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{\text{c},N}$ [mm²]	$A_{\text{c},N}^0$ [mm²]	$\tau_{\text{R},\text{c},2\phi}$ [N/mm²]	$S_{\text{c},N}$ [mm]	$C_{\text{c},N}$ [mm]	$C_{\text{c},N}$ [mm]
140400	72900	15.00	270	135	0
ψ_{c}	$\tau_{\text{R},\text{c},2\phi}$ [N/mm²]	k	$\psi_{\text{c},N}$	$\psi_{\text{c},N}$	
0.978	7.82	2.300	1.000	1.000	
$e_{\text{c},N}$ [mm]	$\psi_{\text{c},N}$	$e_{\text{c},N}$ [mm]	$\psi_{\text{c},N}$	$\psi_{\text{c},N}$	$\psi_{\text{c},N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{\text{Rd},c}$ [kN]	$N_{\text{Ed},c}$ [kN]	$\gamma_{\text{M},c}$	$N_{\text{Ed},c}$ [kN]	$N_{\text{Ed},c}$ [kN]	
44.241	85.204	1.500	56.803	0.503	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{\text{c},N}$ [mm²]	$A_{\text{c},N}^0$ [mm²]	$C_{\text{c},N}$ [mm]	$S_{\text{c},N}$ [mm]		
140400	72900	135	270		
$e_{\text{c},N}$ [mm]	$\psi_{\text{c},N}$	$e_{\text{c},N}$ [mm]	$\psi_{\text{c},N}$	$\psi_{\text{c},N}$	$\psi_{\text{c},N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
k_{c}	$N_{\text{Rd},c}$ [kN]	$\gamma_{\text{M},c}$	$N_{\text{Ed},c}$ [kN]	$N_{\text{Ed},c}$ [kN]	
7.200	27.492	1.500	35.299	0.503	

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità.
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, PL-9494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data:

3
17/01/2018

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	1.250	78.400	2	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	5.000	135.988	4	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{t,Rk}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{t,Rd}$ [kN]	$V_{s,Rd}$ [kN]
98.000	1.250	78.400	1.250

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$c_{tr,N}$ [mm]	$s_{tr,N}$ [mm]	k-factor	k_s
270400	72800	135	270	2.000	7.200
$e_{tr,V}$ [mm]	$\gamma_{M,c,N}$	$e_{tr,V}$ [mm]	$\gamma_{M,c,N}$	$\gamma_{s,N}$	$\gamma_{s,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{t,Rk}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$N_{t,Rd}$ [kN]	$V_{s,Rd}$ [kN]		
27.492	1.500	135.988	5.000		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_H	β_V	α	Utilizzo $\beta_{H,V}$ [%]	Stato
0.014	0.037	1.500	1	OK

$\beta_H + \beta_V \leq 1.0$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk} = 0.188 [kN]	δ_H = 0.003 [mm]
V_{sk} = 0.926 [kN]	δ_V = 0.037 [mm]
	$\delta_{H,V}$ = 0.037 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk} = 0.188 [kN]	δ_H = 0.005 [mm]
V_{sk} = 0.926 [kN]	δ_V = 0.056 [mm]
	$\delta_{H,V}$ = 0.056 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!



www.hilti.it

Profis Anchor 2.7.5

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax: |
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data: 17/01/2018

7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

L'ancoraggio risulta verificato!

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.