



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



CITTÀ DI SCAFATI (SA)

Settore VI - LL.PP. e Manutenzione

Piazza Municipio
84018 Scafati

R.U.P.

geom. Ciro Alfano

Servizi di Ingegneria



Via A. De Gasperi, 45 - 80133 Napoli
Tel.: (+39) 081 19360779
Fax: (+39) 081 19360588

web: www.fmcengineering.it
e-mail: info@fmcengineering.it
pec: fmcengineeringsrl@pec.it

Progettista

ing. Luigi Fico



Progetto definitivo-esecutivo dei lavori di adeguamento sismico della scuola elementare e materna Tenente Iorio

Via Martiri D'Ungheria n. 275, Scafati (SA) - 84018

PNRR: Missione 5 - Componente 2 Investimento/Subinvestimento 2.1 "Rigenerazione Urbana"



ELABORATO

CUP: G84I19000380001

Relazione di calcolo strutturale

| No. DOC | Fase Progetto | Sezione | Ext. | Dimensioni foglio | |
|---------|------------------------|------------|----------------|-------------------|--------------|
| 200 | PDE | STR | DOC | A4 | |
| REV. | DESCRIZIONE REVISIONE | DATA | AUTORE | VERIFICA | APPROVAZIONE |
| R00 | Prima emissione | 24/03/2023 | G. Maccariello | R. Lettieri | L. Fico |
| R01 | Verbale del 03/04/2023 | 03/04/2023 | G. Maccariello | R. Lettieri | L. Fico |
| | | | | | |

NOME FILE: SCF-200-PDE-STR-DOC-A4-R01-Relazione di calcolo strutturale

SOMMARIO

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INTRODUZIONE | 8 |
| 1.1 | PRESENTAZIONE DEL LAVORO | 8 |
| 1.2 | NORMATIVE DI RIFERIMENTO | 10 |
| 2 | PARAMETRI MECCANICI DEI MATERIALI | 11 |
| 2.1 | MATERIALI ESISTENTI | 11 |
| 2.1.1 | CONGLOMERATO CEMENTIZIO | 11 |
| 2.1.2 | ACCIAIO DA CALCESTRUZZO | 11 |
| 2.2 | MATERIALI PER LA NUOVA PROGETTAZIONE | 12 |
| 2.2.1 | CONGLOMERATO CEMENTIZIO | 12 |
| 2.2.2 | ACCIAIO DA CALCESTRUZZO | 12 |
| 2.2.3 | ACCIAIO PER SISTEMA CAM | 12 |
| 2.2.4 | TAMPONATURA IN LATERIZIO FORATO | 12 |
| 3 | ANALISI DEI CARICHI | 13 |
| 3.1 | CARICHI PERMANENTI | 13 |
| 3.2 | SOVRACCARICHI ACCIDENTALI | 15 |
| 3.3 | CARICO DA NEVE | 15 |
| 3.3.1 | CARICO CARATTERISTICO AL SUOLO | 16 |
| 3.3.2 | COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE | 16 |
| 3.3.3 | COEFFICIENTE TERMICO | 16 |
| 3.3.4 | COEFFICIENTE DI FORMA | 16 |
| 3.4 | AZIONE SISMICA | 17 |
| 3.4.1 | SITO DI RIFERIMENTO | 17 |
| 3.4.2 | CARATTERISTICHE TOPOGRAFICHE DEL SITO | 17 |
| 3.4.3 | CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO | 17 |
| 3.4.4 | VITA NOMINALE DELL'OPERA | 18 |
| 3.4.5 | CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO | 18 |
| 3.4.6 | PERICOLOSITÀ SISMICA | 19 |
| 3.4.7 | STATI LIMITE DI PROGETTO | 19 |
| 3.4.8 | PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA DI PROGETTO | 20 |
| 3.4.9 | VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA | 21 |
| 3.4.9.1 | SPETTRI ELASTICI IN PSEUDO-ACCELERAZIONE: COMPONENTE ORIZZONTALE | 21 |
| 3.4.9.2 | SPETTRI ELASTICI IN PSEUDO-ACCELERAZIONE: COMPONENTE VERTICALE | 23 |
| 3.4.9.3 | SPETTRO DI PROGETTO IN PSEUDO-ACCELERAZIONE: COMPONENTE ORIZZONTALE | 24 |
| 3.5 | COMBINAZIONI DI CARICO | 25 |
| 4 | SINTESI DEI RISULTATI DELLA VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA (VVS) | 27 |
| 5 | INTERVENTI DI ADEGUAMENTO | 29 |
| 5.1 | INTERVENTI DI ADEGUAMENTO PER ELEMENTI PRINCIPALI | 29 |
| 5.1.1 | INSERIMENTO PARETI IN C.A. | 29 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 5.1.2 | RINGROSSO IN C.A. DEI PILASTRI | 29 |
| 5.1.3 | RINFORZO CON SISTEMA CAM® | 30 |
| 5.1.3.1 | RINFORZO ELEMENTI TRAVE | 30 |
| 5.1.3.2 | RINFORZO NODI TRAVE-PILASTRO | 31 |
| 5.2 | INTERVENTO DI RINFORZO DELLA SOLETTA IN C.A. DEI SOLAI | 31 |
| 5.3 | INTERVENTI PER ELEMENTI SECONDARI | 31 |
| 6 | MODELLAZIONE STRUTTURALE | 32 |
| 7 | ANALISI E VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE | 42 |
| 7.1 | SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE | 42 |
| 7.1.1 | SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) | 43 |
| 7.1.2 | SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | 45 |
| 7.2 | VERIFICHE STRUTTURALI IN CONDIZIONI STATICHE | 48 |
| 7.2.1 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER ELEMENTI IN C.A. (SLU) | 48 |
| 7.2.1.1 | VERIFICA DI RESISTENZA FLESSIONE IN PRESENZA O IN ASSENZA DI SFORZO NORMALE | 48 |
| 7.2.1.2 | VERIFICA DI RESISTENZA NEI CONFRONTI DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI | 49 |
| 7.2.2 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO PER ELEMENTI IN C.A. DI NUOVA PROGETTAZIONE (SLE) | 50 |
| 7.2.2.1 | STATO LIMITE DI FESSURAZIONE | 50 |
| 7.2.2.2 | STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI | 52 |
| 7.2.1 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER ELEMENTI IN C.A. RINGROSSATI (SLU) | 52 |
| 7.2.1.1 | VERIFICA DI RESISTENZA FLESSIONE IN PRESENZA O IN ASSENZA DI SFORZO NORMALE | 55 |
| 7.2.1.2 | VERIFICA DI RESISTENZA NEI CONFRONTI DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI | 55 |
| 7.3 | RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI IN CONDIZIONI STATICHE | 56 |
| 7.3.1 | RISULTATI VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) | 57 |
| 7.3.2 | RISULTATI VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | 58 |
| 8 | ANALISI E VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE | 59 |
| 8.1 | ANALISI MODALE | 59 |
| 8.2 | ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE Q | 62 |
| 8.2.1 | SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV) | 62 |
| 8.3 | VERIFICHE STRUTTURALI IN CONDIZIONI SISMICHE | 65 |
| 8.3.1 | VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER ELEMENTI IN C.A. (SLV) | 65 |
| 8.3.1.1 | VERIFICA A FLESSIONE IN PRESENZA O IN ASSENZA DI SFORZO NORMALE | 65 |
| 8.3.1.2 | VERIFICA DI RESISTENZA NEI CONFRONTI DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI | 65 |
| 8.3.1.3 | VERIFICA DI RESISTENZA DEI NODI TRAVI-PILASTRO | 67 |
| 8.3.2 | VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER ELEMENTI IN C.A. DI NUOVA PROGETTAZIONE (SLV) | 67 |
| 8.4 | RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE | 69 |
| 8.5 | RISULTATI INTERVENTO DI RINFORZO DELLA SOLETTA IN C.A. | 72 |
| 8.6 | RISULTATI DELLE VERIFICHE DI MARTELLAMENTO | 74 |
| 9 | VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI ELEMENTI SECONDARI | 76 |
| 10 | DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2) | 79 |
| 10.1 | TIPO DI ANALISI SVOLTA | 79 |
| 10.2 | ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO | 79 |
| 10.3 | AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO | 79 |

| | |
|--|-----------|
| 10.4 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI | 79 |
| 10.5 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE | 79 |
| 10.6 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI | 80 |

INDICE DELLE FIGURE

| | |
|--|----|
| FIGURA 1 – VISTA 3D EDIFICIO SCOLASTICO..... | 8 |
| FIGURA 2 – CONDIZIONI DI CARICO DA NEVE PER COPERTURA AD UNA FALDA..... | 17 |
| FIGURA 3 – SPETTRI IN PSEUDO-ACCELERAZIONE ORIZZONTALE PER OGNI STATO LIMITE..... | 23 |
| FIGURA 4 – SPETTRI ELASTICO ED ANELASTICO IN ACCELERAZIONE ALLO SLV - COMPONENTE ORIZZONTALE..... | 24 |
| FIGURA 5 – SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI DALLA VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA..... | 27 |
| FIGURA 6 - PARTICOLARE TIPOLOGICO: RINGROSSO PILASTRI IN C.A. -SEZIONE..... | 29 |
| FIGURA 7 - PARTICOLARE TIPOLOGICO: RINGROSSO PILASTRI IN C.A. -PIANTA..... | 29 |
| FIGURA 8 – ESEMPIO DI SISTEMA CAM. – RINFORZO IN TOTALE AVVOLGIMENTO..... | 31 |
| FIGURA 9 - ESEMPIO DI SISTEMA CAM – RINFORZO IN TOTALE AVVOLGIMENTO..... | 31 |
| FIGURA 10 - PARTICOLARE TIPOLOGICO: SISTEMA CAM® APPLICATA AL NODO TRAVE-PILASTRO IN FACCIATA..... | 31 |
| FIGURA 11 - PARTICOLARE TIPOLOGICO: SISTEMA CAM® APPLICATA AL NODO TRAVE-PILASTRO D’ANGOLO..... | 31 |
| FIGURA 12 – PARTICOLARE TIPOLOGICO: SISTEMA CAM® APPLICATA AL NODO TRAVE-PILASTRO IN FACCIATA, VISTA 3D..... | 31 |
| FIGURA 13 - PARTICOLARE TIPOLOGICO: SISTEMA CAM® APPLICATA AL NODO TRAVE-PILASTRO IN FACCIATA, PROSPETTO..... | 31 |
| FIGURA 14 - STRATIGRAFIA DELLE TAMPONATURE ANTE E POST INTEVENTO..... | 32 |
| FIGURA 15 - SPOSTAMENTI MODELLO RIGIDO E DEFORMABILE CON CARICHI IN DIREZIONE X (CORPO GRANDE)..... | 36 |
| FIGURA 16 - SPOSTAMENTI MODELLO RIGIDO E DEFORMABILE CON CARICHI IN DIREZIONE Y (CORPO GRANDE)..... | 37 |
| FIGURA 17 - SPOSTAMENTI MODELLO RIGIDO E DEFORMABILE CON CARICHI IN DIREZIONE X (CORPO PICCOLO)..... | 38 |
| FIGURA 18 - SPOSTAMENTI MODELLO RIGIDO E DEFORMABILE CON CARICHI IN DIREZIONE Y (CORPO PICCOLO)..... | 38 |
| FIGURA 19 – VISTA TRIDIMENSIONALE ESTRUSA DEL MODELLO REALIZZATO IN MASTERSAP (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 39 |
| FIGURA 20 – VISTA TRIDIMENSIONALE UNIFILARE DEL MODELLO REALIZZATO IN MASTERSAP (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 39 |
| FIGURA 21 – INVILUPPO SOLLECITAZIONI STATICHE ALLO SLU: ELEMENTI MONODIMENSIONALI - SFORZO NORMALE Fx (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 43 |
| FIGURA 22 – INVILUPPO SOLLECITAZIONI STATICHE ALLO SLU: ELEMENTI MONODIMENSIONALI - TAGLIO Fy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 43 |
| FIGURA 23 – INVILUPPO SOLLECITAZIONI STATICHE ALLO SLU: ELEMENTI MONODIMENSIONALI – MOMENTO FLETTENTE Mz (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 43 |
| FIGURA 24 – INVILUPPO STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLU: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Sxx (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 44 |
| FIGURA 25 – INVILUPPO STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLU: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Syy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 44 |
| FIGURA 26 – INVILUPPO STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLU: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Sxy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 44 |
| FIGURA 27 – STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLE – COMB. RARA: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Sxx (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 45 |
| FIGURA 28 – STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLE – COMB. RARA: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Syy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 45 |
| FIGURA 29 – STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLE – COMB. RARA: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Sxy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 45 |
| FIGURA 30 – STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLE – COMB. FREQUENTE: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Sxx (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 46 |
| FIGURA 31 – STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLE – COMB. FREQUENTE: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Syy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 46 |
| FIGURA 32 – STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLE – COMB. FREQUENTE: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Sxy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 46 |
| FIGURA 33 – STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLE – COMB. Q. PERMANENTE: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Sxx (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 47 |
| FIGURA 34 – STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLE – COMB. Q. PERMANENTE: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Syy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 47 |
| FIGURA 35 – STATI TENSIONALI STATICI ALLO SLE – COMB. Q. PERMANENTE: ELEMENTI BIDIMENSIONALI – TENSIONE MEMBRANALE Sxy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)..... | 47 |
| FIGURA 36 - LEGAME COSTITUTIVO CALCESTRUZZO..... | 48 |
| FIGURA 37 - LEGAME COSTITUTIVO ACCIAIO..... | 48 |

| | |
|---|----|
| FIGURA 38 - SEZIONE PRESSOINFLESSA. | 49 |
| FIGURA 39 - SCHEMATIZZAZIONE A TRALICCIO. | 49 |
| FIGURA 40 - CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (CFR. NTC 2018, §4.2.2.4.4, TAB. 4.1.IV). | 51 |
| FIGURA 41 - DIAMETRI E SPAZIATURA MASSIMA PER IL CONTROLLO DI FESSURAZIONE (CFR. CIRCOLARE NTC 2018, § C4.1.2.2.4.5, TAB. C4.1.11.II-III) | 51 |
| FIGURA 42 - MODELLI TENSIONE-DEFORMAZIONE PER IL CALCESTRUZZO CONFINATO: (A) NON CONFINATO; (B) CONFINATO; (C) CONFINATO. | 53 |
| FIGURA 43 - MODELLI TENSIONE-DEFORMAZIONE PER IL CALCESTRUZZO: (A) PARABOLA-RETTANGOLO; (B) TRIANGOLO RETTANGOLO; (C) STRESS-BLOCK. | 54 |
| FIGURA 44 - MODELLO TENSIONE-DEFORMAZIONE PER L'ACCIAIO. | 54 |
| FIGURA 45 - SEZIONE PRESSOINFLESSA. | 55 |
| FIGURA 46 - SCHEMATIZZAZIONE A TRALICCIO. | 55 |
| FIGURA 47 - VERIFICHE STATICHE A PRESSOFLESSIONE ALLO SLU: ELEMENTI INTELAIATI IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 57 |
| FIGURA 48 - VERIFICHE STATICHE CON INDICI DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE ALLO SLU: ELEMENTI INTELAIATI IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 57 |
| FIGURA 49 - VERIFICHE STATICHE A TAGLIO ALLO SLU: ELEMENTI INTELAIATI IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 57 |
| FIGURA 50 - VERIFICHE STATICHE CON INDICI DI RESISTENZA A TAGLIO ALLO SLU: ELEMENTI INTELAIATI IN CALCESTRUZZO ARMATO. | 58 |
| FIGURA 51 - VERIFICHE STATICHE A PRESSOFLESSIONE ALLO SLU: ELEMENTI PARETE IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 58 |
| FIGURA 52 - VERIFICHE STATICHE A TAGLIO ALLO SLU: ELEMENTI PARETE IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 58 |
| FIGURA 53 - MODO PRINCIPALE DI VIBRARE IN: DIREZIONE Y (T=0.235s) - DIREZIONE X (T=0.312s). | 59 |
| FIGURA 54 - SECONDO MODO PRINCIPALE DI VIBRARE IN: DIREZIONE X (T=0.183s) - DIREZIONE Y (T=0.148s). | 59 |
| FIGURA 55 - TERZO MODO PRINCIPALE DI VIBRARE DI: ROTAZIONE Z (T=0.164s) - ROTAZIONE Z (T=0.136s). | 60 |
| FIGURA 56 - INVILUPPO SOLLECITAZIONI DINAMICHE ALLO SLV: ELEMENTI MONODIMENSIONALI - SFORZO NORMALE Fx (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 63 |
| FIGURA 57 - INVILUPPO SOLLECITAZIONI DINAMICHE ALLO SLV: ELEMENTI MONODIMENSIONALI - TAGLIO Fy (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 63 |
| FIGURA 58 - INVILUPPO SOLLECITAZIONI DINAMICHE ALLO SLV: ELEMENTI MONODIMENSIONALI - MOMENTO FLETTENTE Mz (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 63 |
| FIGURA 59 - INVILUPPO STATI TENSIONALI DINAMICI ALLO SLV: ELEMENTI BIDIMENSIONALI - TENSIONE MEMBRANALE Sxx (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 64 |
| FIGURA 60 - INVILUPPO STATI TENSIONALI DINAMICI ALLO SLV: ELEMENTI BIDIMENSIONALI - TENSIONE MEMBRANALE Syy (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 64 |
| FIGURA 61 - INVILUPPO STATI TENSIONALI DINAMICI ALLO SLV: ELEMENTI BIDIMENSIONALI - TENSIONE MEMBRANALE Sxy (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 64 |
| FIGURA 62 - SEZIONI RESISTENTI DELLE PARETI SEMPLICI. | 68 |
| FIGURA 63 - TRASLAZIONE DEL DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI PER STRUTTURE A PARETI (CFR. NTC 2018, §7.4.4.5.1, FIG. 7.4.4). | 68 |
| FIGURA 64 - VERIFICHE SISMICHE A PRESSOFLESSIONE ALLO SLV: ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 70 |
| FIGURA 65 - VERIFICHE SISMICHE CON INDICI DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE ALLO SLV: ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 70 |
| FIGURA 66 - VERIFICHE SISMICHE A TAGLIO ALLO SLV: ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 70 |
| FIGURA 67 - VERIFICHE SISMICHE CON INDICI DI RESISTENZA A TAGLIO ALLO SLV: ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 71 |
| FIGURA 68 - VERIFICHE SISMICHE IN VISTA UNIFILARE: NODI TRAVE-PARETE IN C.A (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 71 |
| FIGURA 69 - VERIFICHE SISMICHE IN VISTA ESTRUSA: ELEMENTI PARETE IN CALCESTRUZZO ARMATO (CORPO GRANDE - CORPO PICCOLO). | 71 |
| FIGURA 70 - INTERVENTO SOLETTA IN C.A. PRIMO IMPALCATO. | 72 |
| FIGURA 71 - INTERVENTO SOLETTA IN C.A. SECONDO IMPALCATO. | 72 |
| FIGURA 72 - RAPPRESENTAZIONE FENOMENO DEL MARTELLAMENTO. | 74 |
| FIGURA 73 - RAPPRESENTAZIONE PUNTI DI CONTROLLO. | 74 |

FIGURA 74 - SCHEMA DI MECCANISMO AD ARCO E COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA FUORI-PIANO IN FUNZIONE DELLO
SPOSTAMENTO NEL-PIANO..... 76

INDICE DELLE TABELLE

| | |
|---|----|
| TABELLA 1 – VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA E DEI MODULI ELASTICI. | 11 |
| TABELLA 2 – VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA E DEI MODULI ELASTICI. VALORI MEDI..... | 11 |
| TABELLA 3 – PARAMETRI DI RESISTENZA E MODULI ELASTICI. | 12 |
| TABELLA 4 - PARAMETRI DI RESISTENZA E MODULI ELASTICI. | 12 |
| TABELLA 5 – PARAMETRI DI RESISTENZA. ACCIAIO PER SISTEMA CAM®..... | 12 |
| TABELLA 6 – ANALISI DEI CARICHI DEL SOLAIO DI CALPESTIO DEL PIANO RIALZATO E DEL PRIMO PIANO..... | 14 |
| TABELLA 7 – ANALISI DEI CARICHI DEL SOLAIO DI CALPESTIO DELLA COPERTURA E DEL TORRINO SCALA..... | 14 |
| TABELLA 8 – ANALISI DEI CARICHI DEL PARAPETTO..... | 14 |
| TABELLA 9 – ANALISI DEI CARICHI PER INCIDENZA TRAMEZZI..... | 14 |
| TABELLA 10 – ANALISI DEI CARICHI DELLA SCALA..... | 15 |
| TABELLA 11 – ANALISI DEI CARICHI DEL CORDOLO CHE CONTORNA IL TORRINO..... | 15 |
| TABELLA 12 – ANALISI DEI CARICHI DEI TOMPAGNI..... | 15 |
| TABELLA 13 – VALORI DI C_E PER DIVERSE CLASSI DI ESPOSIZIONE..... | 16 |
| TABELLA 14 – VALORE DEL COEFFICIENTE DI FORMA..... | 16 |
| TABELLA 15 – INDIVIDUAZIONE DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA..... | 17 |
| TABELLA 16 – INDIVIDUAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO..... | 18 |
| TABELLA 17 – INDIVIDUAZIONE DELLE VITA NOMINALE DELLA COSTRUZIONE..... | 18 |
| TABELLA 18 – INDIVIDUAZIONE DELLA CLASSE D’USO..... | 19 |
| TABELLA 19 – INDIVIDUAZIONE DEL COEFFICIENTE D’USO..... | 19 |
| TABELLA 20 – PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO IN FUNZIONE DELLO STATO LIMITE..... | 20 |
| TABELLA 21 – PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA PER IL SITO IN ESAME..... | 21 |
| TABELLA 22 – ESPRESSIONI DI S_S E C_C IN FUNZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO..... | 22 |
| TABELLA 23 - VALORI MASSIMI DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA..... | 22 |
| TABELLA 24 - PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA PER IL SITO IN ESAME..... | 23 |
| TABELLA 25 - VALORI DEI PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLA COMPONENTE VERTICALE..... | 24 |
| TABELLA 26 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI NELLE VERIFICHE ALLO SLU..... | 25 |
| TABELLA 27 – VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE..... | 26 |
| TABELLA 28 – PARAMETRICI MECCANICI MATERIALI PER IL MODELLO MECCANICO..... | 34 |
| TABELLA 29 – RESISTENZE DI VERIFICA PER ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO..... | 35 |
| TABELLA 30 - SPOSTAMENTI MODELLO RIGIDO E DEFORMABILE CON CARICHI IN DIREZIONE X (CORPO GRANDE)..... | 36 |
| TABELLA 31 - VERIFICA IMPALCATO CON CARICHI IN DIREZIONE X (CORPO GRANDE)..... | 36 |
| TABELLA 32 - SPOSTAMENTI MODELLO RIGIDO E DEFORMABILE CON CARICHI IN DIREZIONE Y (CORPO GRANDE)..... | 36 |
| TABELLA 33 - VERIFICA IMPALCATO CON CARICHI IN DIREZIONE Y (CORPO GRANDE)..... | 37 |
| TABELLA 34 - SPOSTAMENTI MODELLO RIGIDO E DEFORMABILE CON CARICHI IN DIREZIONE X (CORPO PICCOLO)..... | 37 |
| TABELLA 35 - VERIFICA IMPALCATO CON CARICHI IN DIREZIONE X (CORPO PICCOLO)..... | 38 |
| TABELLA 36 - SPOSTAMENTI MODELLO RIGIDO E DEFORMABILE CON CARICHI IN DIREZIONE Y (CORPO PICCOLO)..... | 38 |
| TABELLA 37 - VERIFICA IMPALCATO CON CARICHI IN DIREZIONE Y (CORPO PICCOLO)..... | 39 |
| TABELLA 38 - INDICI DI RISCHIO SISMICO A CONFRONTO DA ANALISI DINAMICA LINEARE..... | 41 |
| TABELLA 39 – PERIODI ASSOCIATI AI PRIMI 10 MODI DI VIBRARE (CORPO GRANDE)..... | 60 |
| TABELLA 40 – PERCENTUALI DI MASSA MOBILITATA ASSOCIATA AI PRIMI 10 MODI (CORPO GRANDE)..... | 61 |
| TABELLA 41 – PERIODI ASSOCIATI AI PRIMI 10 MODI DI VIBRARE (CORPO PICCOLO)..... | 61 |
| TABELLA 42 – PERCENTUALI DI MASSA MOBILITATA ASSOCIATA AI PRIMI 10 MODI (CORPO PICCOLO)..... | 61 |

1 INTRODUZIONE

1.1 PRESENTAZIONE DEL LAVORO

Il lavoro in esame è parte del progetto definitivo - esecutivo di adeguamento sismico della scuola "Scuola Elementare Statale Tenente Iorio" sita in via Martiri D'Ungheria, trav.sa Fratelli Bandiera, Parco Sereno, 5 nel Comune di Scafati.

Il progetto definitivo - esecutivo ha lo scopo di risolvere le problematiche riscontrate in fase di *Valutazione della Vulnerabilità Sismica e dell'idoneità statica (V.V.S.)*. I dati di partenza del presente progetto saranno le analisi strutturali, l'analisi storico critica e le indagini, condotte in fase di Valutazione della vulnerabilità sismica e dell'idoneità statica (V.V.S.). Le conoscenze maturate sono state recepite e poi integrate attraverso un'ulteriore campagna d'indagine, al fine di validare quanto trasmesso ed incrementare la conoscenza della fabbrica strutturale esistente.

L'edificio è costituito da un'unica struttura (Figura 1), confinante in corrispondenza di un unico lato del perimetro, con un fabbricato privato monopiano. Inoltre, presenta una sagoma in pianta irregolare di dimensioni massime 16.00 m x 25.00 m ed in elevazione si compone di un piano seminterrato, caratterizzato dalla presenza di una centrale tecnica, locali deposito, servizi igienici, spogliatoi ed uno spazio adibito ad attività ginniche, e due piani fuori terra, destinati alle aule ed ai servizi igienici.

Per quanto concerne l'aspetto strutturale, l'edificio è realizzato in conglomerato cementizio armato ed è formato da telai piani paralleli disposti nella sola direzione principale ortogonale all'orditura dei solai e da pareti perimetrali presenti solo nel piano seminterrato. Il collegamento tra i telai, pertanto, è affidato soltanto ai telai di estremità ed ai solai, di tipo latero-cementizio con travetti prefabbricati e soletta armata di spessore 3 cm,

Inoltre, la struttura presenta una scala interna, realizzata con travi a ginocchio e gradini a sbalzo, ed una scala di emergenza esterna in acciaio.

Le fondazioni sono costituite da plinti collegati soltanto perimetralmente dalle pareti di chiusura controterra in c.a. poggianti su una base di calcestruzzo magro. Lungo il lato a confine con il fabbricato monopiano, al seminterrato è stata realizzata una parete in muratura di tufo di spessore 50 cm.

Infine, i muri di tamponatura dei piani fuori terra presentano uno spessore pari a 30cm e sono a camera d'aria con laterizi forati e mattoni semipieni a faccia vista all'esterno, mentre i tramezzi interni sono realizzati con laterizi forati di spessore 8 cm.



Figura 1 – Vista 3D edificio scolastico.

Il presente progetto ha lo scopo di “adeguare” le strutture alle condizioni statiche e sismiche previste dalle vigenti norme tecniche NTC 2018, pertanto prevede:

- Realizzazione di un giunto sismico in modo da ottenere due corpi indipendenti e regolari in pianta;
- Realizzazione di nuovi elementi in c.a., quali travi e pilastri;
- Inserimento di sistemi sismo resistenti realizzati mediante pareti in c.a.;
- Rinforzo strutturale con sistema CAM® di travi e nodi trave-pilastro;
- Rinforzo strutturale con incamiciatura in c.a. per travi e pilastri;
- Ringrosso in c.a. dello spessore delle pareti del piano seminterrato.

La realizzazione di pareti e/o setti in calcestruzzo armato produrrà un notevole beneficio in termini di comportamento globale e permetterà l'adeguamento strutturale in quanto, l'introduzione di nuovi elementi sismo-resistenti, consente una redistribuzione delle azioni sismiche diminuendo la richiesta per le strutture esistenti.

L'inserimento dei nuovi elementi strutturali all'interno dell'organismo deve essere però studiato con attenzione, in quanto comporta un incremento degli sforzi trasmessi in fondazione e l'introduzione di momenti ribaltanti di ordini di grandezza molto superiori rispetto a quelli dovuti ai pilastri. A tal proposito, tenendo conto che la fondazione esistente risulterà inadatta a sopportare l'aumento di sollecitazione dovuto ai nuovi interventi, si prevede la realizzazione di due platee giuntate, relative a ciascun corpo di fabbrica ottenuto in seguito all'installazione del nuovo giunto sismico.

Per ulteriori dettagli in merito al sistema di fondazione ed ai relativi interventi si rimanda alla Relazione geotecnica e sulle fondazioni.

Inoltre, per ciò che concerne gli elementi secondari, l'attuale sistema di tamponamento sarà sostituito da un nuovo sistema il quale prevede l'adozione di paramenti murari in laterizio forato di spessore pari a 30cm.

A seguire viene illustrato l'iter progettuale sviluppato:

- Inquadramento normativo dell'opera;
- Definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti e dei terreni: recepiti i risultati ottenuti dalla “fase conoscitiva dell'edificio” e dalla successiva campagna di indagine, si è proceduto a validare e integrare quanto pervenuto mediante successivi sopralluoghi e indagini in situ. Le informazioni ricavate sono state accuratamente analizzate e utilizzate per la caratterizzazione meccanica necessaria ai fini di calcolo. La campagna di indagine ha permesso il raggiungimento del livello di conoscenza **LC2**;
- Acquisizione dei risultati ottenuti dalla Valutazione della Vulnerabilità Sismica (V.V.S.) eseguita da terzi;
- Determinazione dell'intervento di progetto atto a migliorare il comportamento statico e dinamico della struttura in esame;
- Modellazione del sistema strutturale attraverso il software **Mastersap 2022** distribuito da **AMV s.r.l.**, obiettivo di tale fase è stata la realizzazione di un modello strutturale rappresentativo del reale comportamento della struttura e dei relativi meccanismi indotti dalle azioni statiche e sismiche;
- Analisi dinamica lineare: al fine di confrontare i risultati ottenuti in sede di V.V.S. è stata svolta una **analisi dinamica lineare (RSA)** in cui gli elementi portanti sono stati discretizzati come elementi elastici finiti, in particolare, gli elementi monodimensionali, come travi e pilastri, sono stati modellati come *elementi beam elastici*, mentre gli elementi bidimensionali sono stati modellati mediante *shell elastici*. L'analisi in condizioni sismiche (SLV) ha condotto all'individuazione di un indice di rischio sismico, definito dalle NTC 2018 come il rapporto tra l'azione sismica sopportabile dalla struttura e quella massima prevista nello stesso contesto per un edificio di nuova progettazione, almeno pari all'unità.

1.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **Legge 5 Novembre 1971 N° 1086** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **D.M. LL.PP 09/01/96** “Norme Tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n° 11951** “Istruzioni per l’applicazione delle norme sul cemento armato”;
- **Circolare LL.PP 31 Ottobre 1986 n° 227996** “Legge 5.11.1971 n° 1086 – “Istruzioni relative alle norme tecniche per l’esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M.27.07.1985”;
- **D.M. 9 Gennaio 1996** “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **D.M. 16 Gennaio 1996** “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- **D.M. 16 Gennaio 1996** “Norme tecniche per le costruzioni sismiche”;
- **D.M. LL.PP 16 Gennaio 1996** “Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- **Circolare LL.PP. 524 Maggio 1982, n° 22631** “Istruzioni applicative - D.M. 12.02.82”;
- **D.M. 14 Gennaio 2008** “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- **D.M. 17 Gennaio 2018** “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- **Circolare Ministeriale 2 Febbraio 2009 n. 617** “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”;
- **Circolare Ministeriale 11 Febbraio 2019 n. 7** “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018”.

2 PARAMETRI MECCANICI DEI MATERIALI

2.1 MATERIALI ESISTENTI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali esistenti. I dati riportati sono il prodotto della campagna di indagine sui materiali e sugli elementi strutturali primari eseguita in fase di Valutazione della Vulnerabilità Sismica validata e adeguatamente integrata in fase di progetto. Per i necessari approfondimenti sulla quantità, l'ubicazione e la descrizione delle diverse indagini effettuate sia sui terreni che sui materiali si rimanda agli specifici elaborati.

2.1.1 Conglomerato cementizio

Si riportano a seguire in Tabella 1 i parametri caratteristici per gli elementi in conglomerato cementizio. Si specifica che i valori dei moduli elastici E_{cm} sono stati opportunamente ridotti al fine di tener conto della fessurazione nella rappresentazione della rigidità degli elementi strutturali; in mancanza di analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in calcestruzzo armato può essere ridotta sino al 50% delle rigidità non fessurate (cfr. NTC 2018, §7.2.6). Nel caso in esame, come si può evincere dalla tabella seguente, i moduli elastici sono stati ridotti del 40% nel caso delle travi, del 30% nel caso delle pareti e del 20% nel caso dei pilastri.

| R_{cm} (MPa) | f_{cm} (MPa) | E_{cm} (MPa) | $E_{cm, cr, travi}$ (MPa) | $E_{cm, cr, Pareti}$ (MPa) | $E_{cm, cr, pilastri}$ (MPa) |
|-------------------|-------------------|-------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| 26.30 | 21.80 | 30625.40 | 18375.24 | 21437.78 | 24500.32 |

Tabella 1 – Valutazione dei parametri di resistenza e dei moduli elastici.

2.1.2 Acciaio da calcestruzzo

| $f_{ym, travi}$ (MPa) | $f_{ym, pilastri}$ (MPa) | E_s (MPa) |
|--------------------------|-----------------------------|----------------|
| 440 | 440 | 210000 |

Tabella 2 – Valutazione dei parametri di resistenza e dei moduli elastici. Valori medi.

2.2 MATERIALI PER LA NUOVA PROGETTAZIONE

2.2.1 Conglomerato cementizio

| Classe | R_{ck} (MPa) | f_{ck} (MPa) | γ (kg/m ³) | E_c (MPa) | γ (kN/m ³) |
|--------|-------------------|-------------------|----------------------------------|----------------|----------------------------------|
| C28/35 | 35 | 28 | 2500 | 32373 | 25 |

Tabella 3 – Parametri di resistenza e moduli elastici.

2.2.2 Acciaio da calcestruzzo

| Classe | f_{yk} (MPa) | E_s (MPa) | γ (kN/m ³) |
|--------|-------------------|----------------|----------------------------------|
| B450C | 450 | 210000 | 78.5 |

Tabella 4 - Parametri di resistenza e moduli elastici.

2.2.3 Acciaio per sistema CAM

| Classe | Norma | f_{tk} (MPa) | f_{yk} (MPa) |
|-----------------------------|----------------|-------------------|-------------------|
| S235 | UNI EN 10025-2 | 360 | 235 |
| S355 | UNI EN 10025-2 | 470 | 355 |
| INOX 1.431 2H-C1000 | UNI EN 10088-4 | 1000 | 650 |
| INOX 1.4301, 1.4318, 1.4307 | UNI EN 10088-4 | 520 | 220 |

Tabella 5 – Parametri di resistenza. Acciaio per sistema CAM®.

2.2.4 Tamponatura in laterizio forato

| f_k (MPa) | f_d (MPa) | Massa volumica (kg/m ³) | E_m (MPa) | γ (kN/m ³) |
|----------------|----------------|--|----------------|----------------------------------|
| 5 | 2.5 | 1500 | 2500 | 15 |

3 ANALISI DEI CARICHI

Secondo il **D.M. 17/01/2018**, le azioni applicate sulla struttura possono suddividersi nelle seguenti categorie:

- *permanenti* (**G₁**): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, come il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- *permanenti non strutturali* (**G₂**): peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- *presollecitazione* (**P**);
- *variabili* (**Q**): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - Sovraccarichi;
 - Azioni del Vento;
 - Azioni da Neve;
 - Azioni della Temperatura;
- *eccezionali* (**A**): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura:
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- *sismiche* (**E**): azioni derivanti dai terremoti.

In accordo alle NTC2018, nel presente capitolo vengono descritte e schematizzate attraverso le seguenti categorie le azioni agenti sulle strutture in esame:

- Peso proprio degli elementi strutturali (G1);
- Peso proprio degli elementi non strutturali (G2);
- Azioni accidentali quali sovraccarichi accidentali, carico da neve, etc. (Q_{kj});
- Azione sismica (E).

3.1 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti possono suddividersi in due categorie. Nel caso in esame, ogni categoria si compone delle aliquote di seguito specificate:

- Carichi permanenti strutturali (**G_{k1}**):
 - Peso proprio del calcestruzzo calcolato automaticamente dal software;
 - Carichi provenienti dal solaio di calpestio del piano rialzato;
 - Carichi provenienti dal solaio di copertura.
- Carichi permanenti non strutturali (**G_{k2}**):
 - Carichi provenienti dal solaio di calpestio del piano rialzato:
 - Peso dell'intonaco;
 - Peso del sottofondo;
 - Peso del pavimento;
 - Peso incidenza dei tramezzi;
 - Carichi provenienti dal solaio di copertura:
 - Peso impermeabilizzante;
 - Peso del sottofondo;
 - Peso dell'intonaco;
 - Carichi della tamponatura perimetrale in laterizio:

- Peso dei paramenti murari;
- Peso dell'intonaco;
- Peso del rivestimento, dove presente;

Con riferimento alle tipologie di solaio individuate, si riportano a seguire in forma tabellare i carichi permanenti strutturali e non strutturali valutati ai fini del calcolo. Si specifica che le stratigrafie e i carichi ad esse associati sono stati desunti mediante una analisi storico critica eseguita in fase di Valutazione della Vulnerabilità Sismica, validata e adeguatamente integrata in fase di progetto definitivo-esecutivo.

| Elemento [-] | γ [kN/m ³] | n [1/m] | b [m] | h [m] | q [kN/m ²] |
|---|-------------------------------|---------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| soletta | 24 | 1.00 | 1.00 | 0.03 | 0.72 |
| pignatta in laterizio | - | - | - | - | 0.80 |
| travetto | 24 | 2 | 0.1 | 0.19 | 0.91 |
| Carichi permanenti strutturali | | | G_{k1} | [kN/m ²] | 2.43 |
| pavimento | - | - | - | - | 0.40 |
| massetto | 18 | 1 | 1 | 0.05 | 0.90 |
| intonaco | 18 | 1.00 | 1.00 | 0.01 | 0.18 |
| incidenza tramezzi | - | - | - | - | 1.20 |
| Carichi permanenti non strutturali | | | G_{k2} | [kN/m ²] | 2.70 |

Tabella 6 – Analisi dei carichi del solaio di calpestio del piano rialzato e del primo piano.

| Elemento [-] | γ [kN/m ³] | n [1/m] | b [m] | h [m] | q [kN/m ²] |
|---|-------------------------------|---------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| soletta | 24 | 1.00 | 1.00 | 0.03 | 0.72 |
| pignatta in laterizio | - | - | - | - | 0.80 |
| travetto | 24 | 2 | 0.1 | 0.19 | 0.91 |
| Carichi permanenti strutturali | | | G_{k1} | [kN/m ²] | 2.43 |
| massetto | 18 | 1 | 1 | 0.06 | 1.10 |
| intonaco | 18 | 1.00 | 1.00 | 0.01 | 0.18 |
| guaina | - | - | - | - | 0.05 |
| Carichi permanenti non strutturali | | | G_{k2} | [kN/m ²] | 1.30 |

Tabella 7 – Analisi dei carichi del solaio di calpestio della copertura e del torrino scala.

| Elemento [-] | γ [kN/m ³] | sp [m] | h [m] | q [kN/m ²] |
|-----------------------|-------------------------------|---------------------------------|--------|------------------------|
| Calcestruzzo | 24.00 | 0.08 | 0.90 | 1.73 |
| intonaco interno | 18.00 | 0.01 | 0.90 | 0.18 |
| intonaco esterno | 18.00 | 0.01 | 0.90 | 0.18 |
| Peso parapetto | | G_{k2,parapetto} | [kN/m] | 2.05 |

Tabella 8 – Analisi dei carichi del parapetto.

| Elemento [-] | γ [kN/m ³] | sp [m] | h [m] | q [kN/m ²] |
|---------------------------|-------------------------------|--------------------------------|----------------------|------------------------|
| laterizio semipieno | 6.00 | 0.08 | 0.90 | 0.48 |
| intonaco interno | 18.00 | 0.01 | 0.90 | 0.18 |
| intonaco esterno | 18.00 | 0.01 | 0.90 | 0.18 |
| Peso tramezzi | | G_{k2,tramezzi} | [kN/m] | 2.44 |
| Incidenza tramezzi | | G_{k2,tramezzi} | [kN/m ²] | 1.20 |

Tabella 9 – Analisi dei carichi per incidenza tramezzi.

| Elemento [-] | γ [kN/m ³] | n [1/m] | b [m] | h [m] | q [kN/m ²] |
|---|-------------------------------|---------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| soletta | 24 | 1.00 | 1.00 | 0.10 | 2.40 |
| gradino | 24 | 3.00 | 0.315 | 0.17 | 1.80 |
| Carichi permanenti strutturali | | | G_{k1} | [kN/m ²] | 4.20 |
| pavimento | - | - | - | - | 0.40 |
| Carichi permanenti non strutturali | | | G_{k2} | [kN/m ²] | 0.40 |

Tabella 10 – Analisi dei carichi della scala.

| Elemento [-] | γ [kN/m ³] | sp [m] | h [m] | q [kN/m] |
|---------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------|-------------|
| Calcestruzzo | 24.00 | 0.15 | 0.10 | 0.35 |
| Peso cordolo | | G_{k1,cordolo} | [kN/m] | 0.35 |

Tabella 11 – Analisi dei carichi del cordolo che contorna il torrino.

| Elemento [-] | γ [kN/m ³] | n [1/m] | b [m] | h [m] | q [kN/m] |
|---|-------------------------------|---------|---|--------|-------------|
| laterizio interno | 6 | 1 | 0.08 | 2.60 | 1.25 |
| laterizio esterno | 6 | 1 | 0.08 | 2.60 | 1.25 |
| intonaco | 18 | 2 | 0.02 | 2.60 | 1.87 |
| Carichi permanenti tompagno a tutta altezza | | | G_{k2,tompagno} | [kN/m] | 4.37 |
| laterizio | 6 | 1 | 0.12 | 0.40 | 0.79 |
| intonaco | 18 | 2 | 0.04 | 1.10 | 0.79 |
| Carichi permanenti tompagno in corrispondenza della finestra | | | G_{k2,tompagno-finestra} | [kN/m] | 1.58 |

Tabella 12 – Analisi dei carichi dei tompagni.

3.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Tra i carichi variabili sono stati considerati i carichi accidentali legati alla destinazione d'uso delle aree insistenti a ridosso delle strutture. In accordo con il §3.1.4 delle NTC2018 si considerano:

- **3.00 kN/m²** per la **Cat. C1 – Ambienti suscettibili di affollamenti**. Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, ecc., gravanti sul solaio del primo e del secondo livello;
- **0.50 kN/m²** per la **Cat. H – Coperture accessibili per la sola manutenzione e riparazione**, agenti sul solaio e sullo sbalzo di copertura;
- **4.00 kN/m²** per la **Cat. C – Scale comuni, balconi e ballatoi**.

3.3 CARICO DA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato mediante la seguente espressione (cfr. NTC, §3.4.1):

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

dove:

- q_s è il carico da neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

3.3.1 Carico caratteristico al suolo

Il carico da neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento al suolo, per località poste a quota inferiore a **1500 m** sul livello del mare, viene valutato con la seguente espressione (cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni) in funzione dell'altitudine a_s (cfr. NTC, §3.4.2). Tenendo conto che l'ubicazione dell'edificio ricade in **Zona III** si ha:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1.35[1 + (a_s/602)^2] \quad a_s > 200 \text{ m}$$

considerando un'altitudine di riferimento massima $a_s = 12 \text{ m}$ si ottiene:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico da neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera (cfr. NTC, §3.4.3). Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tabella 3.4.I delle NTC (Tabella 13). Si assumerà $C_E = 1.0$.

| 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 |

Tabella 13 – Valori di C_E per diverse classi di esposizione.

3.3.3 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 $C_t = 1.0$.

3.3.4 Coefficiente di forma

I valori del coefficiente di forma per coperture a una o due falde sono riportati, in funzione dell'angolo α che la falda forma con l'orizzontale, nella Tabella 3.4.II delle NTC (Tabella 14).

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 14 – Valore del coefficiente di forma.

Trattandosi di una copertura piana, si assume $\mu_1 = 0.80$.

Nel caso in questione di coperture a due falde, si devono considerare le tre combinazioni di carico alternative riportate in Figura 2 (cfr. NTC, §3.4.3.3):



Figura 2 – Condizioni di carico da neve per copertura ad una falda.

Con riferimento alla condizione di carico più gravosa il valore caratteristico del carico da neve risulta pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = \mathbf{0.48 \text{ kN/m}^2}$$

3.4 AZIONE SISMICA

3.4.1 Sito di riferimento

L'opera in oggetto è situata in **Via Martiri D'Ungheria**, comune di **Scafati (Sa)**. Il sito è individuato dalle seguenti coordinate geografiche (WGS84):

- Latitudine **40.751**;
- Longitudine **14.516**.

3.4.2 Caratteristiche topografiche del sito

Il sito in esame insiste su una superficie topografica ad inclinazione media minore di 15°. La topografia del sito è quindi individuabile mediante la categoria **T1**, alla quale corrispondono le caratteristiche descritte in Tabella 15 (cfr. NTC, Tab. 3.2.III – Categorie Topografiche).

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 15 – Individuazione della Categoria Topografica.

3.4.3 Caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel §7.11.3 delle NTC 2018. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 16, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo.

Nel caso specifico, per la determinazione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante il ricorso ad un approccio semplificato al fine di ottenere la categoria del suolo di fondazione del sito in esame, la quale risulta approssimabile alla categoria B della Tabella 16.

| Categoria | Caratteristiche Sottosuolo |
|-----------|--|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m. |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s. |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s. |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s. |
| E | <i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 16 – Individuazione della Categoria di Sottosuolo.

Per ulteriori approfondimenti in merito ai risultati della risposta sismica locale si rimanda al §4.4 della relazione generale ed illustrativa degli interventi a corredo del presente progetto.

3.4.4 Vita nominale dell'opera

La vita nominale di un'opera strutturale, V_N è intesa come numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Come riportato in Tabella 17 (cfr. NTC, Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita Nominale), nel caso in esame, trattandosi di un'opera ordinaria, la vita nominale è fissata pari a:

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

| TIPI DI COSTRUZIONI | | Valori minimi di V_N (anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1 | Costruzioni temporanee e provvisorie | 10 |
| 2 | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50 |
| 3 | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100 |

Tabella 17 – Individuazione delle Vita Nominale della Costruzione.

3.4.5 Classe d'uso e periodo di riferimento

L'edificio in esame rientra nella **Classe d'uso III** poiché è una costruzione il cui uso prevede affollamenti significativi (Tabella 18, Cfr. NTC §2.4.2).

| |
|---|
| <i>Classe I:</i> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. |
| <i>Classe II:</i> 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. |
| <i>Classe III:</i> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. |
| <i>Classe IV:</i> 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 DM 5/11/2001, 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. |

Tabella 18 – Individuazione della Classe d'uso.

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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni}$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tabella 19 (Tab.2.4. II delle NTC).

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

Tabella 19 – Individuazione del coefficiente d'uso.

3.4.6 Pericolosità sismica

Le azioni sismiche di progetto 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 (Cfr. NTC §3.2).

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g (in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) 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 .

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

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

I valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B alle NTC.

Poiché il punto considerato come rappresentativo del sito di riferimento non ricade in alcun nodo del suddetto reticolo, i valori dei parametri relativi al punto di interesse vengono calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo contenente il punto, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione (Cfr. NTC, Allegato A):

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;
- p_i è il valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- d_i è la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

3.4.7 Stati limite di progetto

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti (cfr. NTC §3.2.1).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e verticali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

In Tabella 20 (cfr. NTC, Tab. 3.2.1) nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare il periodo di ritorno dell'azione sismica per ciascuno degli stati limite considerati).

| Stati Limite | P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R | |
|---------------------------|--|-----|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81% |
| | SLD | 63% |
| Stati limite ultimi | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

Tabella 20 – Probabilità di Superamento in funzione dello Stato Limite.

Le NTC precisano che, qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere. Nel caso in esame, data l'ordinarietà dell'opera, ci si attiene ai valori sopra riportati.

3.4.8 Parametri di pericolosità sismica di progetto

I parametri di pericolosità sismica (a_g , F_0 , T_c^*), che determinano la forma spettrale prevista dalle NTC, sono definite in relazione alla vita di riferimento V_R e alla specifica probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato (cfr. NTC, Allegato A). Fissata la vita di riferimento, V_R i due parametri T_R e P_{VR} , sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

ottenuta nell'ipotesi che la probabilità di occorrenza degli eventi sismici sia di tipo "Poissoniano". Qualora l'attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro ad esso corrispondente viene ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente (cfr. NTC, Allegato A):

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

Nel caso in esame, ricordando il periodo di riferimento V_R precedentemente descritto, i parametri di pericolosità sismica sono riportati in Tabella 21.

| STATO LIMITE | P_{VR} [%] | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|-----------------|--------------|--------------|-------------|
| S.L.O. | 81% | 45 | 0,0509 | 2,3558 | 0,3124 |
| S.L.D. | 63% | 75 | 0,0645 | 2,3932 | 0,3315 |
| S.L.V. | 10% | 712 | 0,1537 | 2,4797 | 0,3769 |
| S.L.C. | 5% | 1462 | 0,1912 | 2,527 | 0,3874 |

Tabella 21 – Parametri di Pericolosità Sismica per il sito in esame.

3.4.9 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali riferite alle direzioni **X** e **Y** ed una verticale contrassegnata da **Z**, da considerare tra di loro indipendenti (cfr. NTC 2018 §3.2.3.1). Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta del moto sismico. La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta; in mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione (cfr. NTC 2018 §3.2.3.2) è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del **5%**, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a **4.0 secondi**. Per strutture con periodi fondamentali superiori, lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

3.4.9.1 Spettri elastici in Pseudo-accellerazione: componente Orizzontale

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti (cfr. NTC 2018 §3.2.3.2.1):

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Dove:

- T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

Essendo:

- S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica definito in Tabella 22 (cfr. NTC 2018, Tab. 3.2.IV) in funzione della categoria di sottosuolo;
- S_T il coefficiente di amplificazione topografica definito in Tabella 23 (cfr. NTC 2018, Tab. 3.2.V).
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione seguente, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.20;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

Dove:

- T_C^* è stato definito in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**;
- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo definito in Tabella 22.
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

| Categoria sottosuolo | S_S | C_C |
|----------------------|---|------------------------------|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$ | $1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$ |
| C | $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$ | $1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$ |
| D | $0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$ | $1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$ |
| E | $1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$ | $1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$ |

Tabella 22 – Espressioni di S_S e C_C in funzione della categoria di sottosuolo.

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | S_T |
|-----------------------|---|-------|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30° | 1,4 |

Tabella 23 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica.

In Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. vengono riportati i parametri calcolati per ogni stato limite ed in Figura 3 i relativi spettri Pseudo-Accelerazione.

| STATO LIMITE | Cu | Ag (g) | Fo | Tc' [s] | TB [s] | TC [s] | TD [s] | Se | Cc |
|--------------|-----|--------|--------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|
| SLO | 1.5 | 0,0571 | 4,839 | 0,3124 | 0,0434 | 0,130 | 1,828 | 0,240 | 1.388 |
| SLD | 1.5 | 0,0680 | 5,363 | 0,3315 | 0,0451 | 0,135 | 1,872 | 0,329 | 1.371 |
| SLV | 1.5 | 0,1780 | 2,580 | 0,3769 | 0,106 | 0,319 | 3.105 | 0,459 | 1.337 |
| SLC | 1.5 | 0.2277 | 2.3894 | 0.3874 | 0.112 | 0.335 | 2.511 | 0.544 | 1.329 |

Tabella 24 - Parametri di Pericolosità Sismica per il sito in esame.

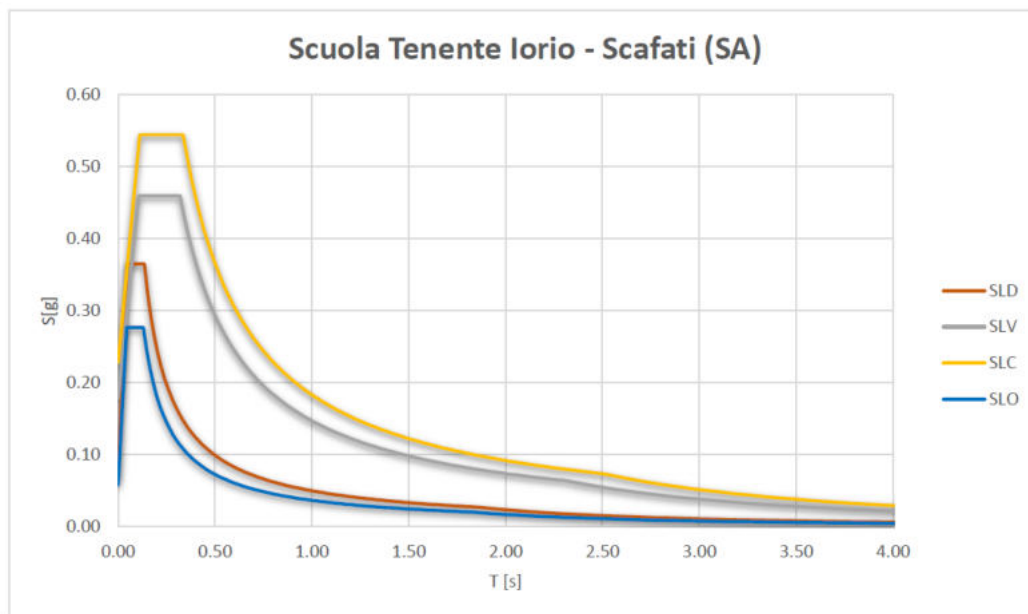


Figura 3 – Spettri in Pseudo-Accelerazione Orizzontale per ogni Stato Limite.

3.4.9.2 Spettri elastici in Pseudo-accellerazione: componente Verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{Ve} è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_{Ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_{Ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{Ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{Ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove:

- T ed S_{Ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale;
- F_V il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

- a_g , F_0 , S , η sono definiti al §0 per le componenti orizzontali del moto sismico;
- S_S , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono riportati in Tabella 25 (cfr. NTC 2018 Tab. 3.2.VI);
- per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tabella 23.

| Categoria di sottosuolo | S_S | T_B | T_C | T_D |
|-------------------------|-------|--------|--------|-------|
| A, B, C, D, E | 1,0 | 0,05 s | 0,15 s | 1,0 s |

Tabella 25 - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale.

La componente verticale deve essere considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento; non ricadendo nei casi elencati, conformemente alle richieste della norma tecnica vigente (cfr. NTC 2018 §7.2.2), la presente progettazione non considera l'azione sismica verticale.

3.4.9.3 Spettro di progetto in Pseudo-accelerazione: componente Orizzontale

La verifica sismica può essere condotta considerando una riduzione delle forze elastiche che tenga conto, in modo semplificato, della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'incremento del periodo proprio di vibrazione a seguito della plasticizzazione.

Nota lo spettro elastico definito in precedenza, la domanda sismica nel caso di analisi lineare, metodologia adottata nel caso specifico, sarà valutata utilizzando lo stesso spettro ponendo il fattore η pari a $1/q$, dove q è il fattore di comportamento che sarà definito in seguito con maggiore dettaglio. In tal modo si otterrà uno spettro con ordinate $S_d(T)$ ridotte rispetto a quelle dello spettro elastico $S_e(T)$, rispettando comunque la prescrizione normativa $S_d(T) \geq 0.2a_g$.

In Figura 4 è riportato il confronto tra lo spettro elastico allo stato limite di salvaguardia della vita e il corrispondente spettro di progetto considerando un fattore di comportamento pari a $q = 1.50$. In particolare, per entrambe le componenti orizzontali X e Y, si individua sullo spettro il periodo proprio T_1 e la relativa ordinata spettrale.

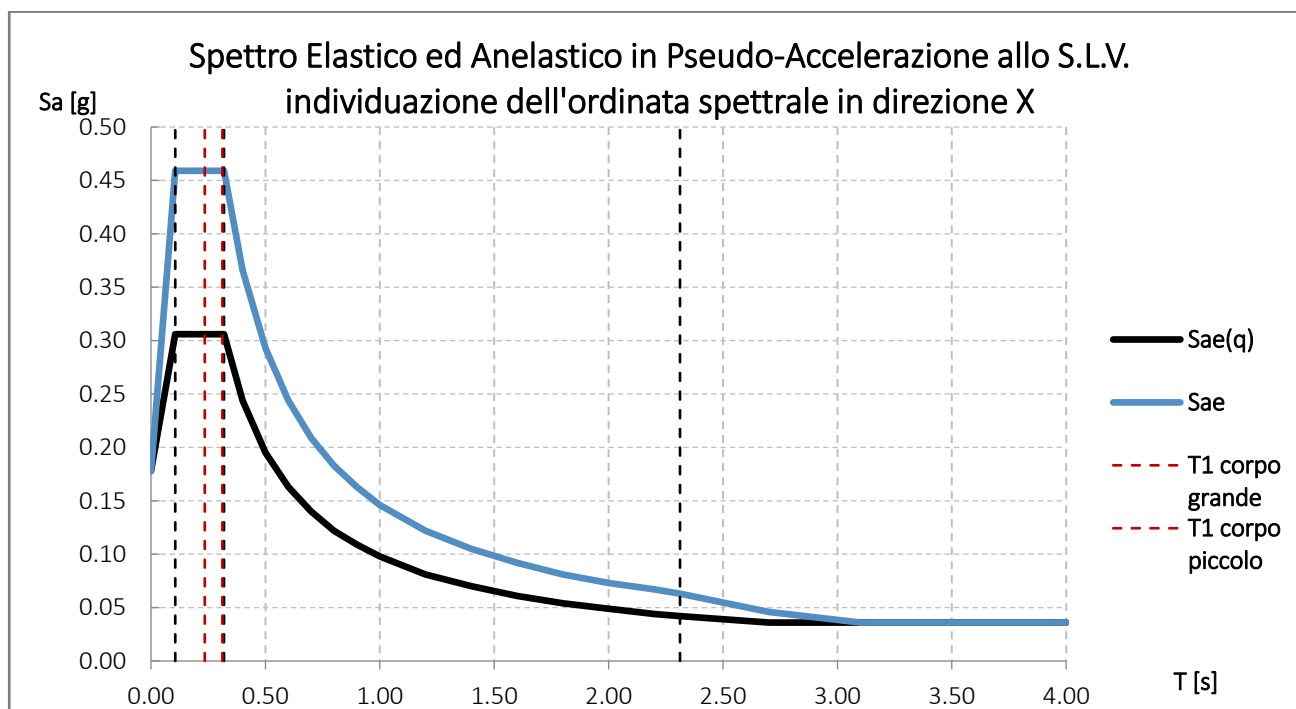


Figura 4 – Spettri elastico ed anelastico in accelerazione allo SLV - Componente orizzontale.

3.5 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi valutati sono distinti in base alla loro tipologia in (cfr. NTC 2018, §2.5.1.3 e §2.5.2):

- G_{1k} , carichi permanenti strutturali;
- G_{2k} , carichi permanenti non strutturali;
- Q_{k1} , azione variabile dominante;
- Q_{k2} , azione variabile che può agire contemporaneamente a quella dominante.
- E , azione sismica, le cui masse sono date dalla relazione $G_1+G_2+ \Sigma(\Psi_{2i}+Q_{ki})$.

In base allo specifico stato limite considerato, le azioni vengono combinate mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza (cfr. NTC 2018, §2.5.3). Inoltre, per i carichi variabili Q_{kj} , si considerano degli opportuni coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} , che tengono conto della maggiore o minore probabilità che essi possano agire contemporaneamente con il massimo valore.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per stati limite ultimi connessi all'azione eccezionale A:

$$E + G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I coefficienti parziali di sicurezza sono riportati in Tabella 26 (cfr. NTC 2018, Tab. 2.6.I), mentre i coefficienti di combinazione in Tabella 27 (cfr. NTC2018, Tab. 2.5.I).

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_f (o γ_E) | EQU | (A1) | (A2) |
|--------------------------------|-------------|---|-----|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti $G_2^{(a)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

Tabella 26 – Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche allo SLU.

| 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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Categoria I - Coperture praticabili | da valutarsi caso per caso | | |
| Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...) | | | |
| 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 |

Tabella 27 – Valori dei coefficienti di combinazione.

Si osserva che l'azione sismica **E** sarà differenziata in relazione allo specifico Stato Limite. Gli altri termini della Combinazione Sismica hanno significato già descritto e rappresentano i carichi verticali che si suppone agiscano contemporaneamente all'azione sismica (cfr. NTC 2018, §3.2.4). I carichi gravitazionali sono considerati nella loro combinazione quasi permanente e i coefficienti di combinazione assumono i valori di Tabella 27 (cfr. NTC 2018, Tab. 2.5.1). In merito all'azione **E** si specifica inoltre quanto segue: l'azione sismica ha un aspetto tridimensionale, infatti il sisma può essere scomposto in due direzioni orizzontali ortogonali e in una verticale; la normativa vigente, in caso di analisi dinamica o statica, lineare o non lineare, permette di calcolare la risposta unitariamente per le tre componenti mediante l'espressione seguente (cfr. NTC 2018, §7.3.5):

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

4 SINTESI DEI RISULTATI DELLA VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA (VVS)

Dalla lettura della documentazione tecnica (V.V.S), emerge in maniera evidente una totale mancanza di concezione sismica, che riflette lo stato di conoscenza dell'epoca di progettazione. In buona sostanza, le strutture risultano essere progettate per i soli carichi verticali.

Come introdotto a precedere (§3.4.9), nelle verifiche, per la combinazione sismica il livello di sicurezza della struttura è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (cfr. NTC 2018, §8.3). Esso è definito attraverso la seguente relazione:

$$\zeta_E = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}}$$

Per un predefinito stato limite:

- PGA_{CLV} è la massima accelerazione orizzontale al suolo che può essere sostenuta dal sistema, corrispondente al periodo di ritorno $T_{R,CLV}$. Essa rappresenta dunque la capacità del sistema in ambito sismico e si attinge in corrispondenza del primo meccanismo di crisi;
- PGA_{DLV} è la massima accelerazione al suolo attesa, avente una certa probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R , relativa al periodo di ritorno $T_{R,DLV}$. Essa rappresenta dunque la domanda sismica in relazione allo stato limite considerato.

Se risulta $\zeta_E \geq 1$, la struttura è sicura in relazione allo stato limite considerato per la valutazione dell'azione sismica; se invece risulta $\zeta_E < 1$, allora l'opera non garantisce quel livello di azione sismica e, in relazione al valore del coefficiente ζ_E , necessita di interventi specifici affinché si riduca la sua vulnerabilità e quindi il rischio sismico ad essa connesso.

La massima azione sopportabile è condizionata, nel caso delle tipologie costruttive in esame, dall'attingimento di tre possibili meccanismi di crisi:

- Crisi a flessione, o pressoflessione, di elementi trave e pilastro (crisi duttili);
- Crisi a taglio degli elementi trave e pilastro (crisi fragili);
- Crisi per compressione o trazione dei nodi trave-pilastro (crisi fragili).

Nella tabella seguente vengono sintetizzati, per ogni struttura analizzata, i valori di ζ_E calcolati per i diversi meccanismi di crisi manifestabili.

| Scuola Elementare Tenente Iorio | | | |
|---------------------------------|-------|--------|-----------|
| | Nodi | Taglio | Flessione |
| PGAc | 0.041 | 0.072 | 0.102 |
| TRc | 30 | 95 | 225 |
| ζ_E | 0.27 | 0.44 | 0.62 |

Figura 5 – Sintesi dei risultati ottenuti dalla verifica di vulnerabilità sismica.

I risultati ottenuti dalle verifiche sismiche possono essere sintetizzati attraverso le seguenti considerazioni:

- Il corpo non è in grado di sopportare l'azione sismica da nuova progettazione ($\zeta_E < 1.00$);
- Sono presenti sia meccanismi di crisi fragili sia meccanismi duttili;

- La principale problematica è rappresentata dalla crisi dei nodi: risultato del tutto attendibile in quanto le normative dell'epoca non fornivano indicazioni su staffature dei nodi e verifiche di resistenza degli stessi;

Inoltre, lo studio approfondito del sistema strutturale ha messo in luce le seguenti criticità:

- L'edificio presenta una forma geometrica irregolare in pianta. Di conseguenza, tale sistema strutturale risulta non idoneo a sopportare le azioni sismiche;
- Il lato sud dell'edificio risulta quasi accostato ad un altro edificio, presentando un giunto di pochi cm non in grado di garantire il non verificarsi del fenomeno di martellamento.
- L'organizzazione in elevazione tra i vari impalcati è tale da creare zone caratterizzate da pilastri tozzi. Questi elementi, presentando maggiore rigidità, saranno soggetti ad elevati valori di sollecitazione.
- I solai in laterizio armato presentano una soletta c.a. di spessore 3 cm. In generale, lo spessore della soletta conferisce al solaio l'adeguata rigidità per trasferire le azioni sismiche agli elementi portanti principali, garantendo che tutti gli elementi partecipino alla risposta sismica. Essendo le strutture in esame, caratterizzate da solai geometricamente irregolari, lo spessore di 3 cm ed i quantitativi di armatura in esso presenti, potrebbero non essere sufficienti a garantire tale comportamento;

5 INTERVENTI DI ADEGUAMENTO

Il presente progetto definitivo – esecutivo prevede la realizzazione di interventi volti a riconfigurare il sistema strutturale al fine di renderlo adatto a soddisfare gli odierni requisiti sismici; gli interventi di *adeguamento sismico* operati sugli elementi principali portati e secondari vengono indicati a seguire rispettivamente ai paragrafi 5.1 e 5.2;

5.1 INTERVENTI DI ADEGUAMENTO PER ELEMENTI PRINCIPALI

5.1.1 Inserimento pareti in c.a.

Inserimento di sistemi sismo resistenti realizzati mediante nuove pareti in c.a. disposte compatibilmente con l'architettonico rilevato; l'intervento è finalizzato alla riduzione degli spostamenti orizzontali e all'assorbimento dell'azione sismica. Dove necessario, i nuovi elementi ingloberanno i pilastri esistenti. Fondamentale sarà la collaborazione tra la struttura esistente e i nuovi elementi strutturali; al fine di garantire la collaborazione sarà necessario preparare i pilastri mediante la rimozione del calcestruzzo ammalorato per uno strato di spessore pari al copriferro e prevedere l'inserimento di barre verticali e orizzontali di collegamento tra gli elementi esistenti e i nuovi. Inoltre, al fine di garantire il collegamento con i solai esistenti, saranno inserite ulteriori barre orizzontali in corrispondenza dell'incrocio tra gli elementi.

5.1.2 Ringrosso in c.a. dei pilastri

Il presente progetto definitivo – esecutivo prevede la realizzazione di interventi volti a migliorare le caratteristiche degli elementi portanti in c.a.; in particolare, mediante la realizzazione di un ringrosso della sezione dei pilastri con inserimento di armature aggiuntive è possibile incrementare la capacità a flessione e taglio dell'elemento e aumentare l'area resistente dei nodi affinché questi risultino soggetti a stati tensionali minori. La geometria e le dimensioni dei ringrossi sono stati valutati al fine di ottimizzare la regolarità strutturale dei corpi in modo tale da migliorare il comportamento in caso di azioni sismiche; infine, grazie alla variazione di rigidezza, sono ridotti gli spostamenti orizzontali in misura compatibile con le dimensioni dei giunti presenti.

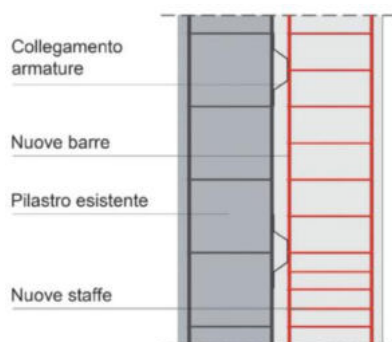


Figura 6 - Particolare tipologico: ringrosso pilastri in c.a. - sezione.

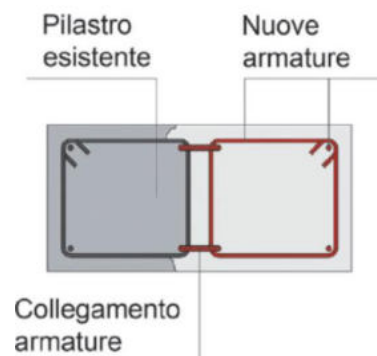


Figura 7 - Particolare tipologico: ringrosso pilastri in c.a. - pianta.

L'inserimento di armatura aggiuntiva in corrispondenza della zona di ringrosso prevede, in alcuni casi, la necessità di effettuare degli inghisaggi delle barre di acciaio all'interno degli elementi strutturali preesistenti. Tali interventi hanno come obiettivo quello di solidarizzare gli elementi di nuova progettazione con quelli esistenti, al fine di rendere monolitico il comportamento degli stessi. Nel caso di ringrossi sui pilastri, tale operazione consiste nella perforazione delle travi esistenti o dei solai, mentre nel caso di ringrossi sulle travi, nella perforazione dei pilastri esistenti. L'inghisaggio si esegue colando il materiale di collegamento di

consistenza fluida all'interno della perforazione precedentemente eseguita, previa pulitura e bagnatura delle superfici e nel successivo inserimento della barra di armatura, così come mostrato nella figura seguente.

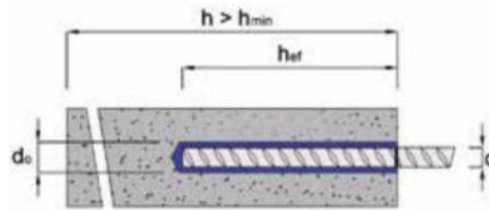


Figura 8 - Dettaglio barra inghisata

Come mostrato dalla tabella seguente, in base al diametro della barra ad aderenza migliorata da inghisare è necessario garantire adeguati valori del diametro e della profondità del foro da effettuare nell'elemento di calcestruzzo esistente.

| Barra ad aderenza migliorata | | | Ø8 | Ø10 | Ø12 | Ø14 | Ø16 | Ø20 | Ø25 | Ø28 | Ø32 | Ø36 | Ø40 | |
|---|------------------|---------------------|---------------------------------------|-----|-----|-----|------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Diametro della barra d'armatura | d | mm | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 28 | 32 | 36 | 40 | |
| Diametro del foro nel calcestruzzo | d ₀ | mm | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 24 | 32 | 35 | 40 | 46 | 50 | |
| Interasse minimo tra le barre | s _{min} | mm | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 100 | 125 | 140 | 160 | 180 | 200 | |
| Profondità d'ancoraggio minima e massima della barra d'armatura | h _{ef} | h _{ef,min} | mm | 60 | 60 | 70 | 75 | 80 | 90 | 100 | 112 | 128 | 340 | 360 |
| | | h _{ef,max} | mm | 96 | 120 | 144 | 168 | 192 | 240 | 300 | 336 | 384 | 340 | 360 |
| Spessore minimo dell'elemento di calcestruzzo | h _{min} | mm | h _{ef} + 30 mm (≥ 100 mm) | | | | h _{ef} + 2 d ₀ | | | | | | | |

Tabella 28 - Parametri di installazione barre di armatura

5.1.3 Rinforzo con sistema CAM®

5.1.3.1 Rinforzo elementi trave

Il presente progetto definitivo – esecutivo prevede la realizzazione di interventi volti a migliorare le caratteristiche degli elementi portanti in c.a.; in particolare, il rinforzo strutturale delle travi mediante sistema CAM® consentirà di incrementare la resistenza a flessione e taglio delle travi attraverso l'installazione di tirantature metalliche realizzate tramite un nastro di spessore ridotto posto a cerchiare porzioni limitate di struttura. Ciascun nastro è teso attraverso una macchina pneumatica di caratteristiche certificate in grado di imprimere al nastro un tiro all'atto del crimpaggio cd. "presollecitazione". Il Sistema si compone di 4 elementi base:

- Nastro in acciaio INOX di dimensioni estremamente ridotte da disporre in configurazione di anello chiuso;
- Sigillo, elemento di chiusura del singolo anello di nastro;
- Angolari in acciaio tipo S355 con lavorazione interna bugnata da disporre in corrispondenza degli spigoli degli elementi per ripartire il carico;
- Piastra imbutita, elemento ripartitore, da applicare in corrispondenza degli eventuali fori da realizzarsi su travi e pilastri.

Le legature possono essere considerate come armatura aggiuntiva a taglio (staffe) mentre gli angolari offrono il loro contributo resistente a flessione in mezzera dell'elemento trattato.



Figura 9 – Esempio di sistema CAM. – rinforzo in totale avvolgimento.

Figura 10 - Esempio di sistema CAM – rinforzo in totale avvolgimento.

5.1.3.2 Rinforzo nodi trave-pilastro

Il sistema CAM®, introdotto a precedere (§5.1.3.1), è impiegato ulteriormente per il rinforzo strutturale dei nodi trave-pilastro, laddove non è possibile intervenire mediante l’inserimento di armatura trasversale (staffe) aggiunta nello spessore della camicia in c.a. relativa all’intervento di ringrosso, qualora presente, del pilastro a cui il nodo appartiene. L’intervento di rinforzo del nodo con sistema CAM è realizzabile mediante inserimento di ricorsi (maglie di nastri) orizzontali, tali da rappresentare un sistema di staffe chiuse aggiunte a posteriori. Gli anelli cerchiano il nucleo di nodo nell’altezza libera di trave, sotto solaio, impedendo l’apertura delle fessure, fornendo armatura aggiuntiva e incrementando la resistenza a trazione.

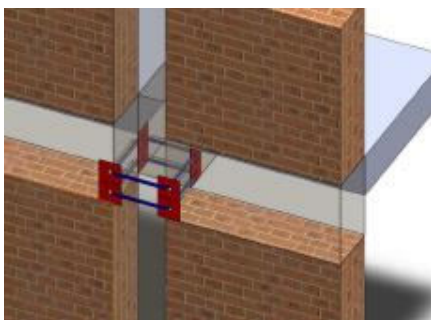


Figura 11 - Particolare tipologico: Sistema CAM® applicata al nodo trave-pilastro in facciata.

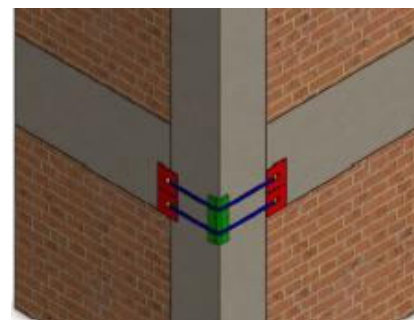


Figura 12 - Particolare tipologico: Sistema CAM® applicata al nodo trave-pilastro d’angolo.

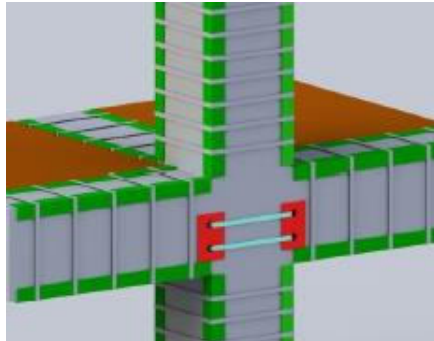


Figura 13 – Particolare tipologico: Sistema CAM® applicata al nodo trave-pilastro in facciata, vista 3d.

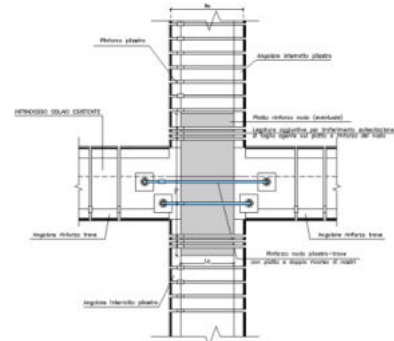


Figura 14 - Particolare tipologico: Sistema CAM® applicata al nodo trave-pilastro in facciata, prospetto.

5.2 INTERVENTO DI RINFORZO DELLA SOLETTA IN C.A. DEI SOLAI

Per garantire una adeguata resistenza e rigidità dell’impalcato, nonché una efficace connessione alle nuove pareti in c.a., è previsto un intervento localizzato nelle zone perimetrali dei solai di tutti gli impalcati del corpo grande. Tale intervento prevede la scarifica di circa 2 cm della soletta esistente, l’aggiunta di armatura adeguata e il successivo getto dello spessore di 3 cm.

5.3 INTERVENTI PER ELEMENTI SECONDARI

Per ciò che concerne gli elementi di tamponatura, classificabili come elementi secondari, è necessario eliminare la vulnerabilità nei confronti dei meccanismi di ribaltamento fuori piano, per tale ragione l’attuale sistema di tamponamento sarà sostituito da un nuovo sistema il quale prevede l’adozione di paramenti murari in laterizio forato di spessore pari a 30cm. Nella figura seguente è rappresentato lo stato ante e post intervento.

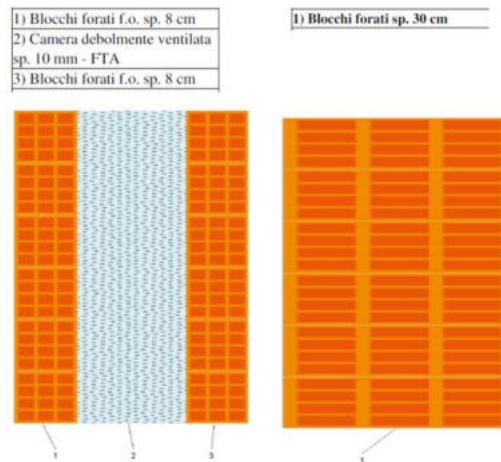


Figura 15 - Stratigrafia delle tamponature ante e post intervento

6 MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione numerica rappresenta il passaggio tra il sistema strutturale reale e la sua schematizzazione fisico-matematica, al fine di poter effettuare il calcolo dello stato di sollecitazione con una delle metodologie dell'analisi strutturale. Il modello può essere visto come la composizione di tre sub-modelli che sono il modello geometrico, il modello meccanico e il modello delle azioni.

Il **modello geometrico** descrive la geometria del sistema strutturale attraverso la scelta tipologica degli elementi che lo compongono e dei vincoli che ne limitano lo stato di spostamento.

Il **modello meccanico** consente invece di schematizzare il comportamento dei materiali costituenti i diversi elementi, definendo una legge costitutiva e i valori caratteristici di tensioni e deformazioni.

Il **modello delle azioni**, infine, schematizza i diversi carichi che con una certa probabilità agiranno sul sistema strutturale durante il periodo di riferimento, definendone in particolare l'intensità, la configurazione e le possibili combinazioni in relazione ai diversi stati limite da considerare.

Per quanto concerne il *modello geometrico*, il corpo in esame si sviluppa complessivamente su tre livelli, ha un'altezza interpiano di circa 3.20 m.

La struttura portante dell'edificio è in conglomerato cementizio armato ed è formata da telai di travi e pilastri presenti nella sola direzione principale ortogonale all'orditura dei solai e da pareti perimetrali presenti solo nel piano seminterrato. Il collegamento tra i telai, pertanto, è affidato soltanto al solaio e ai telai di estremità realizzati con travi emergenti dimensionate per sostenere il solo peso dei tompani.

Le armature dei telai esistenti sono state determinate sulla base di indagini e rilievi effettuati in sito, oltre che dagli elaborati grafici di progetto dell'epoca di costruzione dell'edificio e dalla V.V.S.


Il progetto prevede la combinazione degli interventi strutturali introdotti al precedente capitolo disposti in planimetria compatibilmente con l'architettonico rilevato (cfr. §5).

Per le rappresentazioni grafiche necessarie a consentire una maggiore comprensione della struttura e la localizzazione degli interventi si rimanda agli elaborati grafici allegati.

Per quanto concerne il *modello meccanico*, in linea con quanto riportato al §2, ai fini di calcolo sono state definite le seguenti caratteristiche:

| Informazioni | |
|--|--|
| Descrizione | Rm263 - travi |
| Tipo materiale | Calcestruzzo |
| Colore |  808080 |
| Proprietà meccaniche | |
| Comportamento | <input checked="" type="radio"/> Isotropo |
| Modulo elastico [kN/m ²] | 3.06254e+07 |
| Coefficiente di Poisson | 0.1 |
| Peso specifico [kN/m ³] | 22.7 |
| Coefficiente termico | 0 |
| Altro | |
| Aliquota inerziale | 1 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza tagliante | 0.6 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza flettente | 0.6 |

| Informazioni | |
|--|--|
| Descrizione | Rm263 - pil |
| Tipo materiale | Calcestruzzo |
| Colore |  808080 |
| Proprietà meccaniche | |
| Comportamento | <input checked="" type="radio"/> Isotropo |
| Modulo elastico [kN/m ²] | 3.06254e+07 |
| Coefficiente di Poisson | 0.1 |
| Peso specifico [kN/m ³] | 22.7 |
| Coefficiente termico | 0 |
| Altro | |
| Aliquota inerziale | 1 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza tagliante | 0.8 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza flettente | 0.8 |

| Informazioni | |
|--|--|
| Descrizione | Rm263 - pareti |
| Tipo materiale | Calcestruzzo |
| Colore |  808080 |
| Proprietà meccaniche | |
| Comportamento | <input checked="" type="radio"/> Isotropo |
| Modulo elastico [kN/m ²] | 3.06254e+07 |
| Coefficiente di Poisson | 0.1 |
| Peso specifico [kN/m ³] | 22.7 |
| Coefficiente termico | 0 |
| Altro | |
| Aliquota inerziale | 1 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza tagliante | 0.7 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza flettente | 0.7 |

| ▲ Informazioni | |
|--|---|
| Descrizione | Travi nuove C28/35 (Rck 350) |
| Tipo materiale | Calcestruzzo |
| Colore | ■ 808080 |
| ▲ Proprietà meccaniche | |
| Comportamento | <input checked="" type="radio"/> Isotropo |
| Modulo elastico [kN/m ²] | 3.2373e+07 |
| Coefficiente di Poisson | 0.12 |
| Peso specifico [kN/m ³] | 24.525 |
| Coefficiente termico | 1e-05 |
| ▲ Altro | |
| Aliquota inerziale | 1 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza tagliante | 0.6 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza flettente | 0.6 |

| ▲ Informazioni | |
|--|---|
| Descrizione | Pilastri nuovi C28/35 (Rck 350) |
| Tipo materiale | Calcestruzzo |
| Colore | ■ 808080 |
| ▲ Proprietà meccaniche | |
| Comportamento | <input checked="" type="radio"/> Isotropo |
| Modulo elastico [kN/m ²] | 3.2373e+07 |
| Coefficiente di Poisson | 0.12 |
| Peso specifico [kN/m ³] | 24.525 |
| Coefficiente termico | 1e-05 |
| ▲ Altro | |
| Aliquota inerziale | 1 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza tagliante | 0.8 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza flettente | 0.8 |

| ▲ Informazioni | |
|--|---|
| Descrizione | Pareti nuove C28/35 (Rck 350) |
| Tipo materiale | Calcestruzzo |
| Colore | ■ 808080 |
| ▲ Proprietà meccaniche | |
| Comportamento | <input checked="" type="radio"/> Isotropo |
| Modulo elastico [kN/m ²] | 3.2373e+07 |
| Coefficiente di Poisson | 0.12 |
| Peso specifico [kN/m ³] | 24.525 |
| Coefficiente termico | 1e-05 |
| ▲ Altro | |
| Aliquota inerziale | 1 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza tagliante | 0.7 |
| Fattore moltiplicativo rigidezza flettente | 0.7 |

Tabella 29 – Parametrici meccanici materiali per il modello meccanico.

A valle della modellazione le strutture saranno verificate in combinazione fondamentale, con carichi di tipo statico, e in combinazione sismica in accordo alle nuove *NTC 2018*. In particolare per le verifiche, ai fini della valutazione delle resistenze degli elementi in c.a., si è fatta una distinzione tra meccanismi duttili (flessione) e meccanismi fragili (taglio), così come indicato dalla norma. Il valore di calcolo della resistenza è stato ottenuto dividendo la resistenza media del calcestruzzo e dell'acciaio per il fattore di confidenza ricavato dalla fase di conoscenza (**LC2 -> FC=1.20**) e, solo nel caso delle verifiche a taglio, anche per il coefficiente parziale di

sicurezza del materiale assunto, rispettivamente per calcestruzzo ad acciaio, pari a $\gamma_c = 1.5$ e $\gamma_s = 1.15$ (cfr. Tabella 30).

| Materiale | Meccanismi duttili (flessione) | Meccanismi fragili (taglio) |
|---------------------|--------------------------------|---|
| Calcestruzzo | $f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC}$ | $f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c}$ |
| Acciaio di armatura | $f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC}$ | $f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s}$ |

Tabella 30 – Resistenze di verifica per elementi in calcestruzzo armato.

Per quanto concerne infine il *modello delle azioni*, il peso proprio degli elementi strutturali modellati è calcolato automaticamente dal software a differenza dei restanti carichi aggiunti manualmente, tutti opportunamente convertiti in massa lì dove necessario. A ciascun solaio è stata assegnata la propria orditura opportunamente dedotta dalle specifiche indagini termografiche e dalle tavole di progetto dell'epoca di costruzione dell'edificio, in modo da trasferire i carichi gravitazionali ad esso associati alle travi principali ortogonali a tale orditura.

L'analisi numerica della struttura in oggetto è stata condotta mediante un modello tridimensionale agli elementi finiti (FEM), in cui gli elementi travi e pilastri in c.a. esistenti sono stati modellati come classici elementi monodimensionali beam ai quali è stato assegnato un materiale a comportamento elastico lineare nonché l'armatura longitudinale e trasversale dedotta nel corso del processo di conoscenza. Gli elementi principali a parete in c.a. sono stati modellati, invece, come elementi bidimensionali shell ai quali è stato assegnato un materiale a comportamento elastico lineare nonché le armature dedotte nel corso del processo di conoscenza.

L'interazione tra terreno e struttura di fondazione è stata modellata considerando dei vincoli di incastro posti in corrispondenza dell'innesto degli elementi portanti e la fondazione.

In merito agli impalcati, considerando che gli orizzontamenti sono costituiti da una soletta in c.a. di circa 3cm, valore inferiore a quanto prescritto dalla normativa NTC18 affinché questi possano essere considerati rigidi, sono state effettuate delle verifiche per valutare la validità dell'ipotesi di infinita rigidità.

A tal proposito, nota la forma dell'impalcato e le sezioni degli elementi verticali (pilastri e pareti) e orizzontali (travi di piano) è possibile valutare la validità di tale ipotesi considerando l'impalcato deformabile e valutando le deformazioni che subisce per effetto delle azioni orizzontali.

Affinché la verifica sia considerata soddisfatta lo spostamento relativo fra due punti dell'impalcato, dovuto alla deformazione nel piano dell'impalcato e depurato del moto rigido dovrà essere trascurabile, indicativamente di circa 10 volte inferiore, rispetto allo spostamento relativo di interpiano.

$$S_{rel} / S_{interpiano} < 1/10$$

Nel caso specifico, la verifica è stata condotta con riferimento al solo secondo impalcato, supponendo di escludere il primo, essendo considerato sufficientemente vincolato data la presenza delle pareti del piano seminterrato. Tale orizzontamento è stato modellato in un primo caso facendo l'ipotesi di impalcato deformabile, attraverso l'implementazione di elementi shell ed in un secondo caso facendo l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido, attraverso l'implementazione del vincolo di diaframma rigido.

Gli elementi verticali di quel livello, quali pilastri e pareti, sono stati vincolati alla base mediante un incastro ed alla testa mediante un vincolo che impedisce la rotazione intorno agli assi orizzontali (X e Y) e gli spostamenti verticali in direzione Z, in modo da ottenere solo spostamenti nel piano e quindi un comportamento a lastra. In aggiunta, per entrambi i modelli, è stato applicato un carico orizzontale arbitrario per unità di superficie

prima lungo X e poi lungo Y, a seconda della direzione da analizzare, e sono stati valutati gli spostamenti di 4 punti perimetrali appartenenti all'impalcato.

Di seguito si riportano in forma tabellare e grafica le verifiche del corpo grande in entrambe le direzioni.

| nodo | Sp. Interpiano | Condizione rigida | | | Condizione deformata | | | Sp. depurato del moto rigido $\Delta d = d_{rig} - d_{def}$ |
|------|----------------|-------------------|-----------|-----------|----------------------|-----------|-----------|--|
| | | u | v | d_{rig} | u | v | d_{def} | |
| [-] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] |
| 1911 | 3.57E-04 | 4.80E-04 | 6.14E-05 | 4.84E-04 | 3.05E-04 | 1.85E-04 | 3.57E-04 | 1.27E-04 |
| 2291 | 6.30E-04 | 4.93E-04 | -1.50E-04 | 5.15E-04 | 6.17E-04 | -1.26E-04 | 6.30E-04 | 1.14E-04 |
| 1917 | 6.09E-04 | 6.89E-04 | -1.38E-04 | 7.03E-04 | 6.07E-04 | 5.21E-05 | 6.09E-04 | 9.35E-05 |
| 47 | 6.28E-04 | 6.89E-04 | 6.14E-05 | 6.92E-04 | 6.27E-04 | -3.08E-05 | 6.28E-04 | 6.40E-05 |

Tabella 31 - Spostamenti modello rigido e deformabile con carichi in direzione X (Corpo grande)

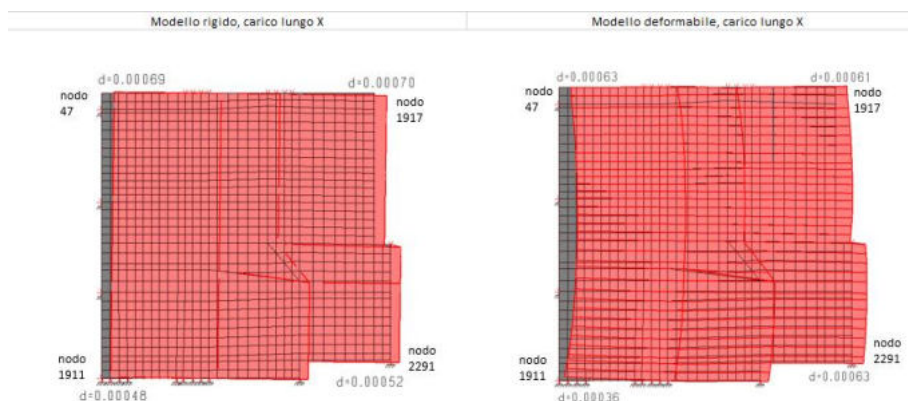


Figura 16 - Spostamenti modello rigido e deformabile con carichi in direzione X (Corpo grande)

| Sp. Rel. Nodo 1911 | Verifica | | Sp. Rel. Nodo 2291 | Verifica | | Sp. Rel. Nodo 1917 | Verifica | | Sp. Rel. Nodo 47 | Verifica | |
|--------------------|----------|------|--------------------|----------|------|--------------------|----------|------|------------------|----------|------|
| [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] |
| 0.00E+00 | 0.000 | - | 1.28E-05 | 0.020 | VERO | 3.37E-05 | 0.055 | VERO | 6.32E-05 | 0.099 | VERO |
| 1.28E-05 | 0.036 | VERO | 0.00E+00 | 0.000 | - | 2.10E-05 | 0.034 | VERO | 5.04E-05 | 0.080 | VERO |
| 3.37E-05 | 0.095 | VERO | 2.10E-05 | 0.033 | VERO | 0.00E+00 | 0.000 | - | 2.95E-05 | 0.047 | VERO |
| 6.32E-05 | 0.098 | VERO | 5.04E-05 | 0.080 | VERO | 2.95E-05 | 0.048 | VERO | 0.00E+00 | 0.000 | - |

Tabella 32 - Verifica impalcato con carichi in direzione X (Corpo grande)

| nodo | Sp. Interpiano | Condizione rigida | | | Condizione deformata | | | Sp. depurato del moto rigido $\Delta d = d_{rig} - d_{def}$ |
|------|----------------|-------------------|----------|----------|----------------------|----------|----------|--|
| | | u | v | d | u | v | d | |
| [-] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] |
| 1911 | 1.00E-03 | -9.58E-05 | 8.38E-04 | 8.43E-04 | -7.09E-05 | 1.00E-03 | 1.00E-03 | 1.59E-04 |
| 2291 | 9.34E-04 | -8.87E-05 | 7.25E-04 | 7.30E-04 | 6.93E-06 | 9.34E-04 | 9.34E-04 | 2.04E-04 |
| 1917 | 9.33E-04 | 1.59E-05 | 7.32E-04 | 7.32E-04 | -3.41E-05 | 9.32E-04 | 9.33E-04 | 2.00E-04 |
| 47 | 1.05E-03 | 1.59E-05 | 8.38E-04 | 8.38E-04 | 6.73E-05 | 1.05E-03 | 1.05E-03 | 2.14E-04 |

Tabella 33 - Spostamenti modello rigido e deformabile con carichi in direzione Y (Corpo grande)

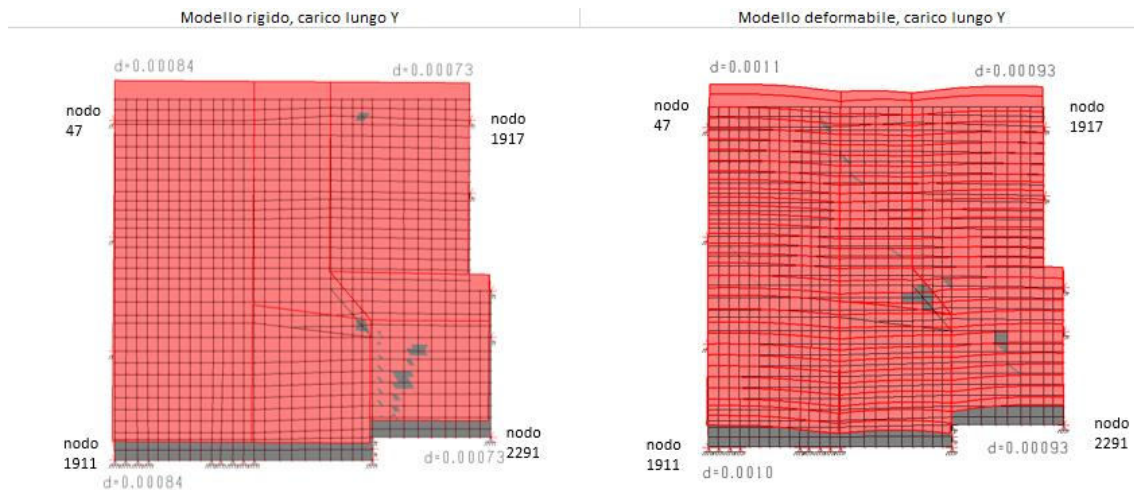


Figura 17 - Spostamenti modello rigido e deformabile con carichi in direzione Y (Corpo grande)

| Sp. Rel. Nodo 1911 | Verifica | | Sp. Rel. Nodo 2291 | Verifica | | Sp. Rel. Nodo 1917 | Verifica | | Sp. Rel. Nodo 47 | Verifica | |
|--------------------|----------|------|--------------------|----------|------|--------------------|----------|------|------------------|----------|------|
| [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] |
| 0.00E+00 | 0.000 | - | 4.46E-05 | 0.045 | VERO | 4.14E-05 | 0.044 | VERO | 5.50E-05 | 0.056 | VERO |
| 4.46E-05 | 0.045 | VERO | 0.00E+00 | 0.000 | - | 3.17E-06 | 0.003 | VERO | 1.04E-05 | 0.011 | VERO |
| 4.14E-05 | 0.042 | VERO | 3.17E-06 | 0.003 | VERO | 0.00E+00 | 0.000 | - | 1.36E-05 | 0.014 | VERO |
| 5.50E-05 | 0.056 | VERO | 1.04E-05 | 0.011 | VERO | 1.36E-05 | 0.015 | VERO | 0.00E+00 | 0.000 | - |

Tabella 34 - Verifica impalcato con carichi in direzione Y (Corpo grande)

Come si evince dalle tabelle sopra riportate, gli spostamenti relativi tra i punti individuati risultano minori di 0.1 per entrambe le direzioni, quindi la verifica risulta soddisfatta. Per questo motivo nel modello relativo al corpo grande l'impalcato è stato modellato mediante l'utilizzo del vincolo di diaframma rigido, come mostrato a sinistra nella Figura 20.

Di seguito, invece, si riportano in forma tabellare e grafica le verifiche del corpo piccolo in entrambe le direzioni.

| nodo | Sp. Interpiano | Condizione rigida | | | Condizione deformata | | | Sp. depurato del moto rigido $\Delta d = d_{rig} - d_{def}$ |
|------|----------------|-------------------|-----------|-----------|----------------------|-----------|-----------|--|
| | | u | v | d_{rig} | u | v | d_{def} | |
| [-] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] |
| 128 | 1.17E-03 | 1.89E-03 | -2.01E-06 | 1.89E-03 | 1.17E-03 | 5.28E-07 | 1.17E-03 | 7.20E-04 |
| 127 | 1.20E-03 | 1.89E-03 | 1.51E-05 | 1.89E-03 | 1.20E-03 | 2.00E-06 | 1.20E-03 | 6.90E-04 |
| 126 | 1.12E-03 | 1.87E-03 | 1.51E-05 | 1.87E-03 | 1.12E-03 | 1.23E-05 | 1.12E-03 | 7.50E-04 |
| 22 | 1.08E-03 | 1.87E-03 | -1.28E-05 | 1.87E-03 | 1.08E-03 | -1.91E-05 | 1.08E-03 | 7.90E-04 |

Tabella 35 - Spostamenti modello rigido e deformabile con carichi in direzione X (Corpo piccolo)

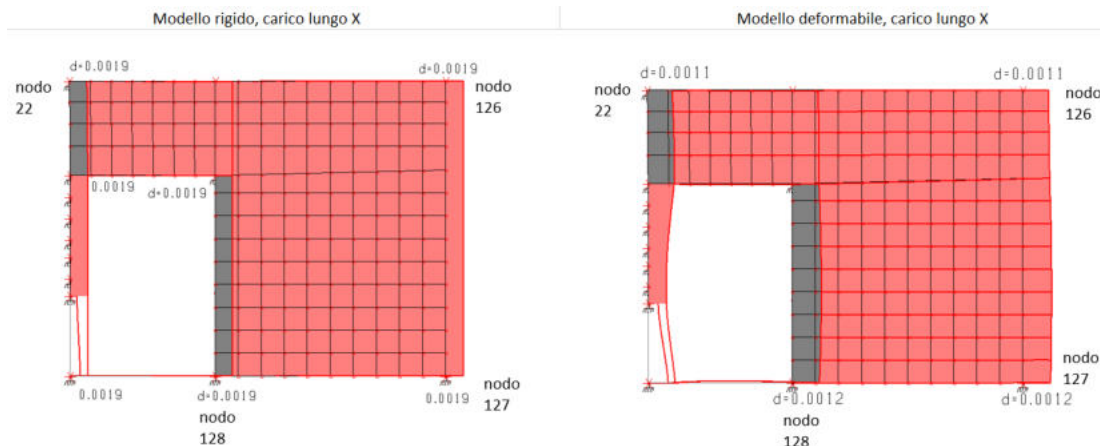


Figura 18 - Spostamenti modello rigido e deformabile con carichi in direzione X (Corpo piccolo)

| Sp. Rel. Nodo 128 | Verifica | | Sp. Rel. Nodo 127 | Verifica | | Sp. Rel. Nodo 126 | Verifica | | Sp. Rel. Nodo 22 | Verifica | |
|-------------------|----------|------|-------------------|----------|------|-------------------|----------|------|------------------|----------|------|
| [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] |
| 0.00E+00 | 0.000 | - | 2.99E-05 | 0.025 | VERO | 3.00E-05 | 0.027 | VERO | 6.99E-05 | 0.065 | VERO |
| 2.99E-05 | 0.026 | VERO | 0.00E+00 | 0.000 | - | 5.99E-05 | 0.054 | VERO | 9.98E-05 | 0.092 | VERO |
| 3.00E-05 | 0.026 | VERO | 5.99E-05 | 0.050 | VERO | 0.00E+00 | 0.000 | - | 3.99E-05 | 0.037 | VERO |
| 6.99E-05 | 0.060 | VERO | 9.98E-05 | 0.083 | VERO | 3.99E-05 | 0.036 | VERO | 0.00E+00 | 0.000 | - |

Tabella 36 - Verifica impalcato con carichi in direzione X (Corpo piccolo)

| nodo | Sp. Interpiano | Condizione rigida | | | Condizione deformata | | | Sp. depurato del moto rigido $\Delta d = d_{rig} - d_{def}$ |
|------|----------------|-------------------|----------|----------|----------------------|----------|----------|--|
| | | u | v | d | u | v | d | |
| [-] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] |
| 128 | 5.25E-04 | 3.16E-05 | 1.02E-04 | 1.07E-04 | -1.67E-04 | 4.98E-04 | 5.25E-04 | 4.18E-04 |
| 127 | 2.67E-04 | 3.16E-05 | 1.40E-04 | 1.44E-04 | -1.90E-04 | 1.88E-04 | 2.67E-04 | 1.24E-04 |
| 126 | 1.73E-04 | -1.76E-05 | 1.40E-04 | 1.41E-04 | 1.09E-04 | 1.34E-04 | 1.73E-04 | 3.16E-05 |
| 22 | 8.72E-05 | -1.76E-05 | 7.75E-05 | 7.95E-05 | 1.90E-05 | 8.51E-05 | 8.72E-05 | 7.72E-06 |

Tabella 37 - Spostamenti modello rigido e deformabile con carichi in direzione Y (Corpo piccolo)

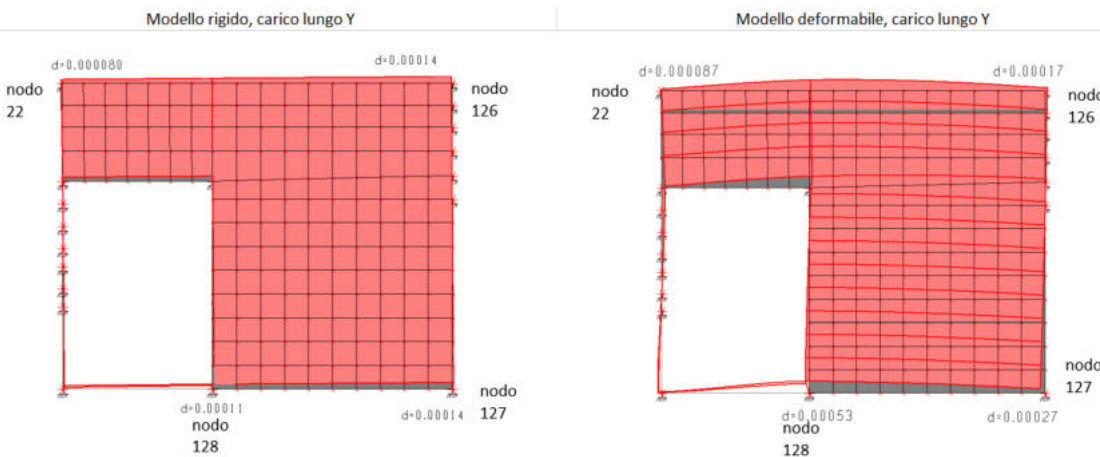


Figura 19 - Spostamenti modello rigido e deformabile con carichi in direzione Y (Corpo piccolo)

| Sp. Rel. Nodo 128 | | | Sp. Rel. Nodo 127 | | | Sp. Rel. Nodo 126 | | | Sp. Rel. Nodo 22 | | |
|-------------------|-------|-------|-------------------|-------|-------|-------------------|-------|-------|------------------|-------|-------|
| Verifica | | | Verifica | | | Verifica | | | Verifica | | |
| [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] |
| 0.00E+00 | 0.000 | - | 2.95E-04 | 1.103 | FALSO | 3.87E-04 | 2.240 | FALSO | 4.11E-04 | 4.711 | FALSO |
| 2.95E-04 | 0.561 | FALSO | 0.00E+00 | 0.000 | - | 9.21E-05 | 0.533 | FALSO | 1.16E-04 | 1.331 | FALSO |
| 3.87E-04 | 0.736 | FALSO | 9.21E-05 | 0.345 | FALSO | 0.00E+00 | 0.000 | - | 2.39E-05 | 0.274 | FALSO |
| 4.11E-04 | 0.782 | FALSO | 1.16E-04 | 0.434 | FALSO | 2.39E-05 | 0.138 | FALSO | 0.00E+00 | 0.000 | - |

Tabella 38 - Verifica impalcato con carichi in direzione Y (Corpo piccolo)

Come si evince dalle tabelle sopra riportate, in questo caso gli spostamenti relativi tra i punti individuati risultano minori di 0.1 per la direzione X, ma non per la direzione Y. Per questo motivo la verifica non risulta soddisfatta e quindi nel modello relativo al corpo piccolo non è stato possibile implementare l'impalcato mediante l'utilizzo del vincolo di diaframma rigido. Infatti, come mostrato a destra nella Figura 20, l'impalcato è stato modellato mediante l'utilizzo di elementi shell.

Di seguito si riporta una rappresentazione del modello tridimensionale globale di entrambi i corpi costituenti l'edificio scolastico.

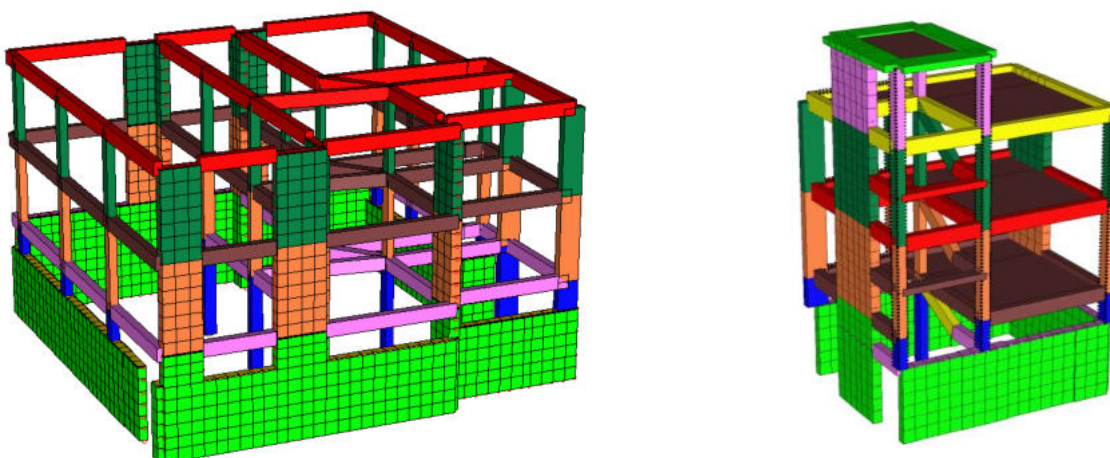


Figura 20 – Vista tridimensionale estrusa del modello realizzato in MasterSap (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

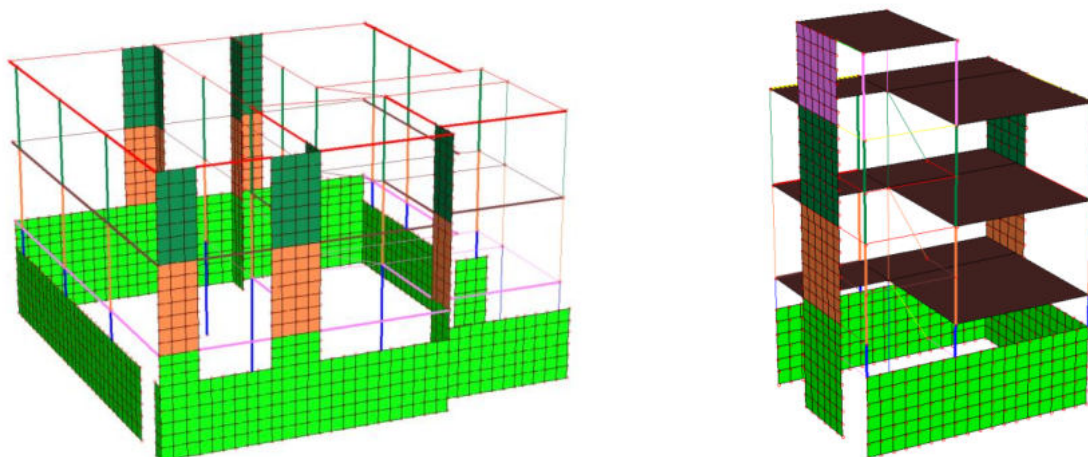


Figura 21 – Vista tridimensionale unifilare del modello realizzato in MasterSap (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

Realizzato attraverso il software *Mastersap 2022* distribuito da *AMV s.r.l.* un modello strutturale rappresentativo del reale comportamento della struttura e dei relativi meccanismi indotti dalle azioni statiche e sismiche, è possibile procedere con la fase di calcolo per le combinazioni dei carichi previste dalla normativa vigente. In particolare, a seguire saranno esposti i risultati ottenuti mediante una analisi dello stato ante e post intervento per azioni gravitazionali ed un'analisi dinamica lineare (**RSA**) considerando l'interazione delle azioni sismiche nelle direzioni principali.

In particolare, in merito agli stati limite considerati, sarà necessario specificare quanto segue:

- Per le costruzioni esistenti la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE. Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) (cfr. *NTC 2018*, §8.3).
- L'intervento prevede l'inserimento di elementi di nuova costruzione, quindi, le stesse saranno trattate come nuova costruzione quindi seguiranno i principi espressi ai capitoli §4 e §7 della normativa vigente (cfr. *NTC2018*, §4-7).

Definite le sollecitazioni e le combinazioni di carico considerate, sono state effettuate le verifiche di resistenza valutando il rapporto tra la domanda e la capacità dei diversi elementi strutturali.

Il passaggio finale dell'analisi si è concretizzato nell'individuazione dell'indice di rischio sismico della struttura, definito dalle *NTC 2018* come il rapporto tra l'azione sismica sopportabile dalla struttura e quella massima, prevista nello stesso contesto per un edificio di nuova progettazione.

Il metodo di analisi per carichi statici risulta univoco, differenti sono invece i metodi di analisi applicabili in caso di azioni sismiche. Le tipologie di analisi utili a valutare gli effetti delle azioni sismiche previste dalle *NTC 2018* sono:

- Analisi statica lineare;
- Analisi dinamica lineare (o analisi di risposta spettrale);
- Analisi statica non lineare;
- Analisi dinamica non lineare.

Tutte le analisi elencate presentano delle approssimazioni e soprattutto delle condizioni di applicabilità che possono limitarne l'utilizzo. Un'importante distinzione preliminare va fatta tra analisi lineari e non lineari. Entrambe le tipologie di analisi consentono di tener conto del comportamento dissipativo del materiale, ossia del comportamento oltre il limite elastico che permette la dissipazione dell'energia trasferita alla struttura durante un sisma; tale limite in genere può essere facilmente superato nel caso la struttura stessa sia sottoposta ad un terremoto di intensità medio-alta.

Nel caso di analisi lineare il comportamento dissipativo è considerato in modo indiretto e semplificato attraverso il fattore di comportamento q , il quale consente di verificare la struttura con forze agenti più basse di quelle corrispondenti ad un suo comportamento elastico, a patto che la stessa abbia adeguata duttilità e dunque una certa capacità di dissipare l'energia indotta dal sisma senza un eccessivo degrado di resistenza, accettando comunque un certo livello di danneggiamento. Il fattore di comportamento q tiene conto delle capacità dissipative del materiale e dipende dalla tipologia strutturale, dal grado di iperstaticità, dalle regolarità in pianta, in elevazione e dai criteri di progettazione adottati.

L'analisi non lineare consente di valutare in modo più rigoroso la risposta della struttura al crescere dell'intensità dell'azione sismica e consente di seguire l'evoluzione delle plasticizzazioni nonché prevedere il probabile meccanismo di collasso. Nell'ambito di tale analisi bisogna modellare le non linearità meccaniche schematizzandole attraverso modelli a plasticità concentrata o diffusa. L'approccio non lineare, pur essendo più ragionevole nell'ambito della valutazione degli edifici esistenti, è subordinato a condizioni di applicabilità talvolta stringenti e non risulta sempre di agevole implementazione, soprattutto in ottica professionale.

Al fine di confrontare i risultati con i risultati ottenuti dalla *VVS* è stata svolta una analisi di tipo dinamico lineare. I risultati a confronto, esposti nei seguenti capitoli, mostrano che l'intervento proposto influenza

positivamente il comportamento globale della struttura nei confronti delle azioni sismiche e permette un incremento dell'indice di rischio sismico (Tabella 39).

| | Ante Operam | Post Operam |
|-----------------|-------------|-------------|
| $\zeta_{E,SLV}$ | 0.27 | ≥ 1 |

Tabella 39 - Indici di rischio sismico a confronto da Analisi dinamica lineare.

Quanto detto ci permette di concludere che, gli interventi proposti sono efficaci nel garantire l'adeguamento sismico.

7 ANALISI E VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

Il capitolo in questione tratterà le analisi eseguite sull'opera in **campo statico**, quindi in condizione di esistenza di soli carichi gravitazionali.

Le verifiche saranno svolte per gli elementi esistenti allo stato limite ultimo e in particolare in combinazione fondamentale (**SLU**):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots \text{ (Comb. fondamentale).}$$

Per gli elementi di nuova progettazione le verifiche saranno svolte allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio, secondo le seguenti combinazioni di carico (**SLE**):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \text{ (Comb. rara),}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \text{ (Comb. frequente),}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \text{ (Comb. quasi permanente).}$$

Si riportano le sollecitazioni determinate in condizioni statiche (§7.1), a seguito una introduzione teorica delle verifiche trattate in condizioni statiche e i risultati ottenuti relativamente agli elementi principali portanti (§7.1.1). Si anticipa che, considerata la distribuzione funzionale presente allo stato di fatto, tutte le verifiche risultano soddisfatte e pertanto la struttura nella configurazione in esame rispetta i requisiti minimi di sicurezza previsti dalla norma in condizioni statiche; future modifiche della configurazione architettonica necessitano di ulteriori verifiche strutturali.

7.1 SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni:

- In caso di strutture esistenti si riportano i diagrammi in condizioni statiche, quindi per i soli carichi gravitazionali, allo **SLU**.
- In caso di strutture di nuova progettazione si riportano gli stati tensionali in condizioni statiche allo **SLU** e allo **SLE**.

Con riferimento agli elementi monodimensionali, per i pilastri l'asse locale **x** (baricentrico) è verticale mentre gli assi locali **y** e **z** coincidono rispettivamente con gli assi globali **-X** e **-Y**.

Per le travi invece, gli assi locali **x** (baricentrico) e **z** sono complanari al piano **XY** mentre l'asse locale **y** è sempre verticale e coincidente con l'asse globale **Z**; in ogni caso gli assi locali sono tali da formare terne di riferimento levogire.

Negli elementi bidimensionali invece, gli assi locali **x** e **y** rappresentano rispettivamente gli assi orizzontale e verticale nel piano dell'elemento con l'asse locale **z** sempre ortogonale al piano stesso.

7.1.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

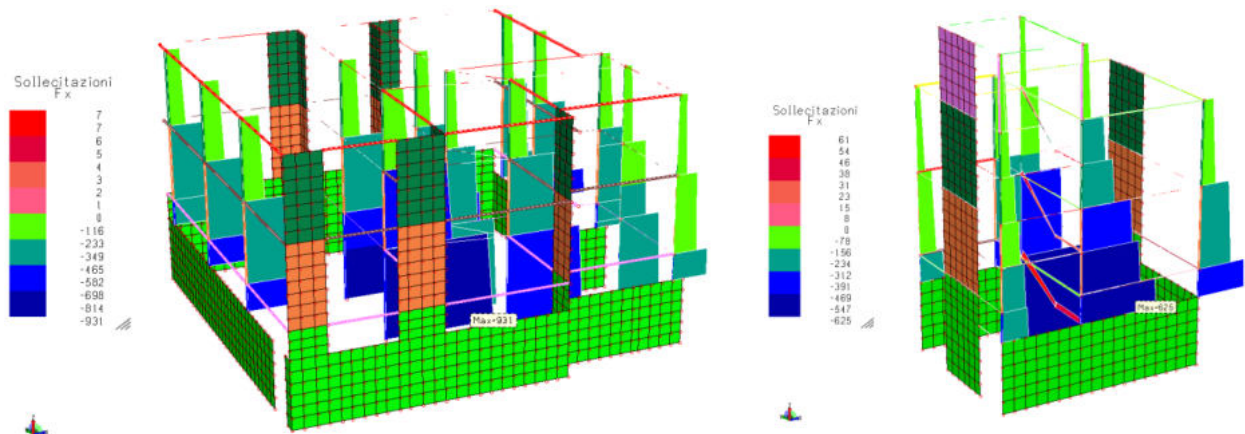


Figura 22 – Involuppo sollecitazioni statiche allo SLU: elementi monodimensionali - Sforzo normale F_x (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

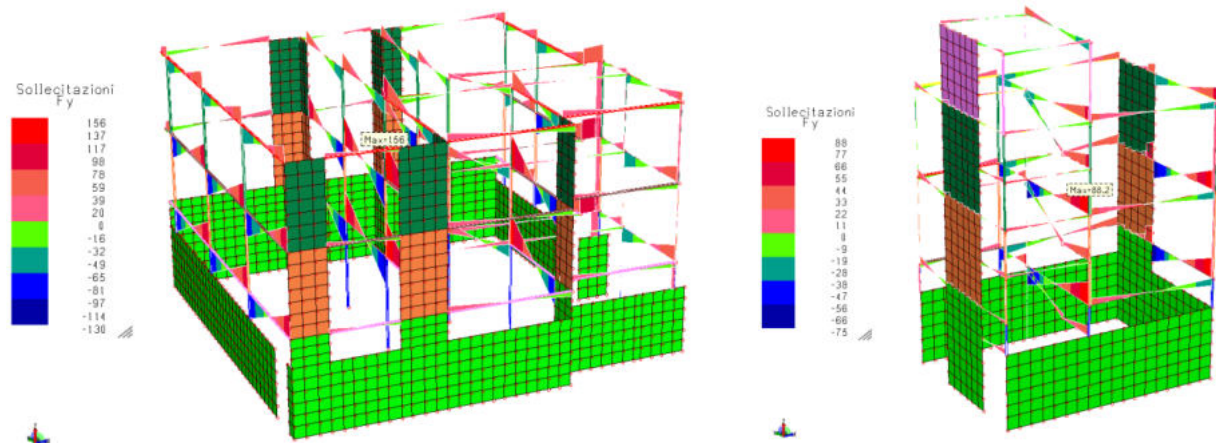


Figura 23 – Involuppo sollecitazioni statiche allo SLU: elementi monodimensionali - Taglio F_y (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

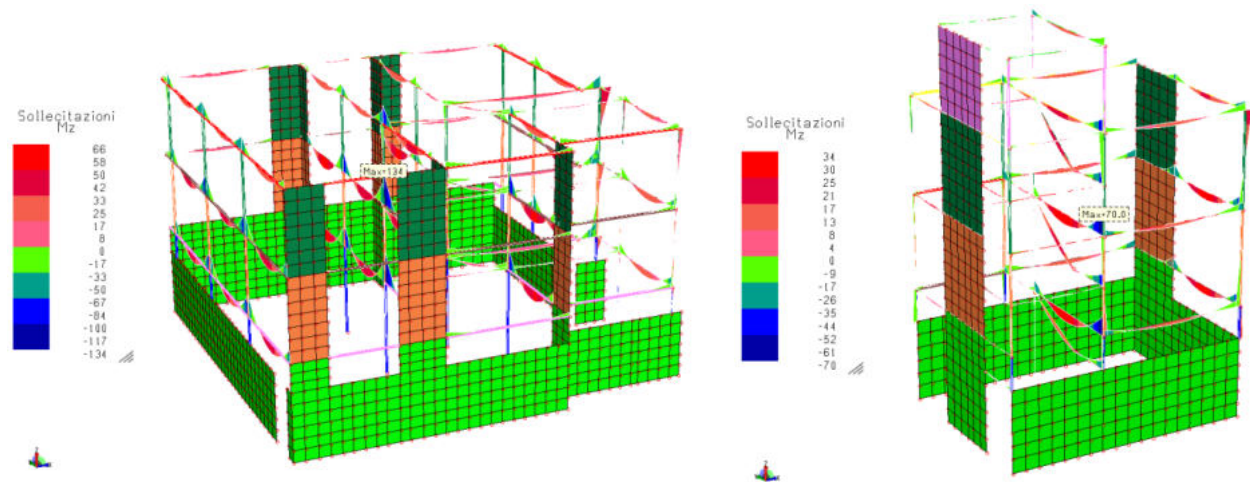


Figura 24 – Involuppo sollecitazioni statiche allo SLU: elementi monodimensionali – Momento flettente M_z (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

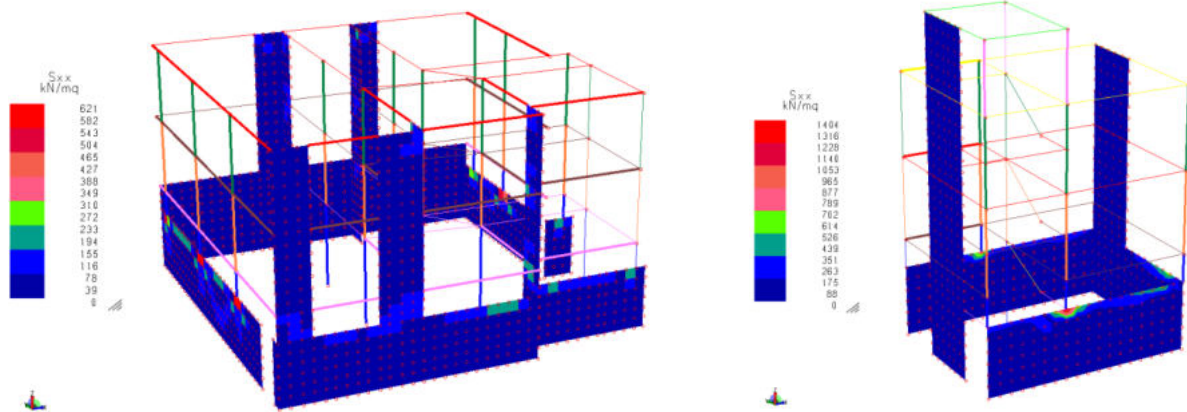


Figura 25 – Involuppo stati tensionali statici allo SLU: elementi bidimensionali – Tensione membranale S_{xx} (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

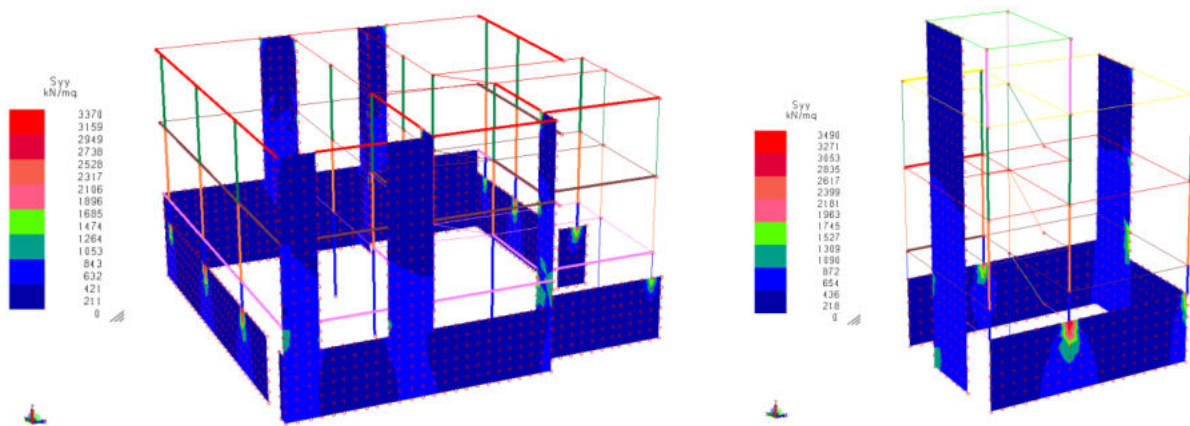


Figura 26 – Involuppo stati tensionali statici allo SLU: elementi bidimensionali – Tensione membranale S_{yy} (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

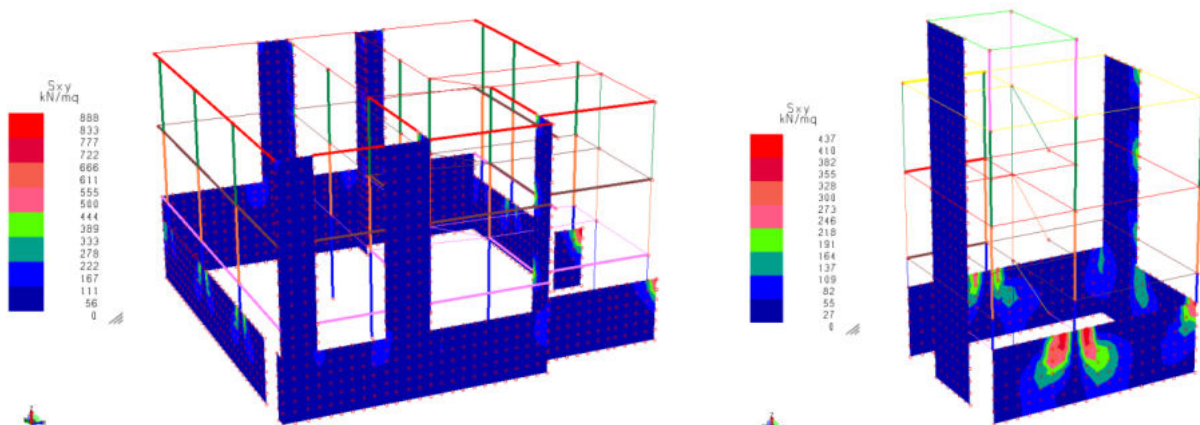


Figura 27 – Involuppo stati tensionali statici allo SLU: elementi bidimensionali – Tensione membranale S_{xy} (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

7.1.2 Sollecitazioni allo stato limite di esercizio (SLE)

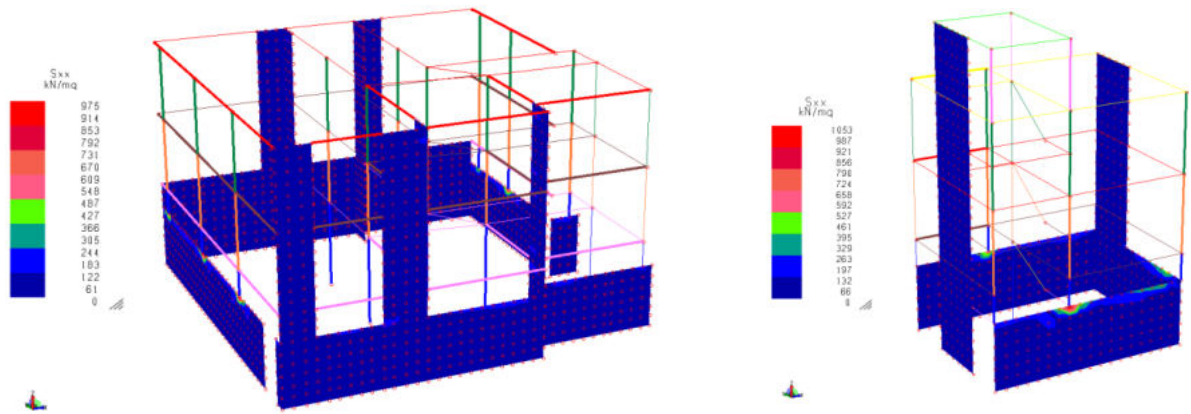


Figura 28 – Stati tensionali statici allo SLE – Comb. Rara: elementi bidimensionali – Tensione membranale Sxx (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

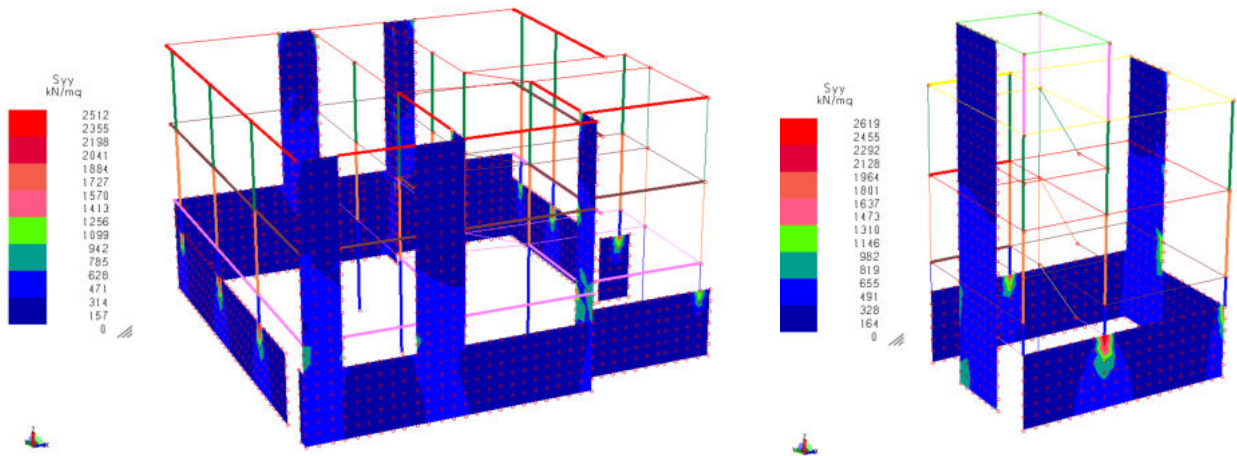


Figura 29 – Stati tensionali statici allo SLE – Comb. Rara: elementi bidimensionali – Tensione membranale Syy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

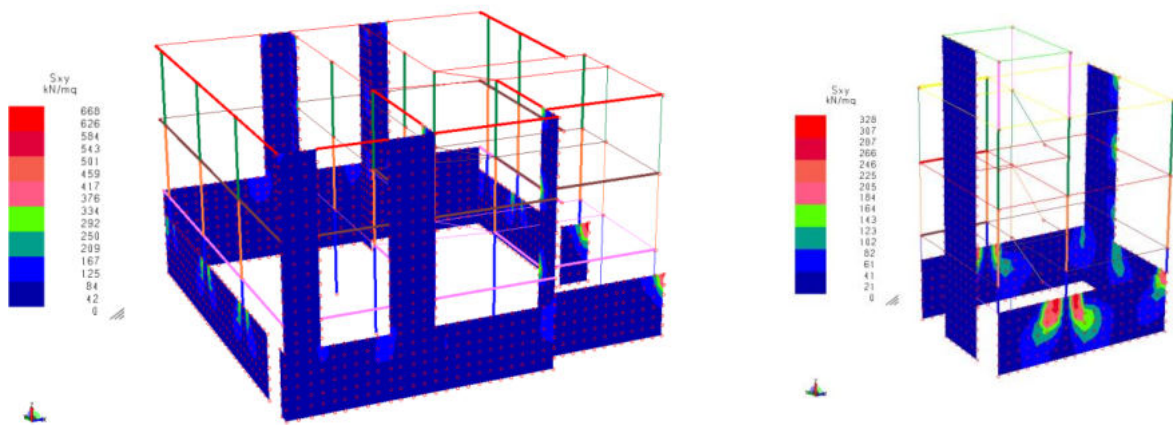


Figura 30 – Stati tensionali statici allo SLE – Comb. Rara: elementi bidimensionali – Tensione membranale Sxy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

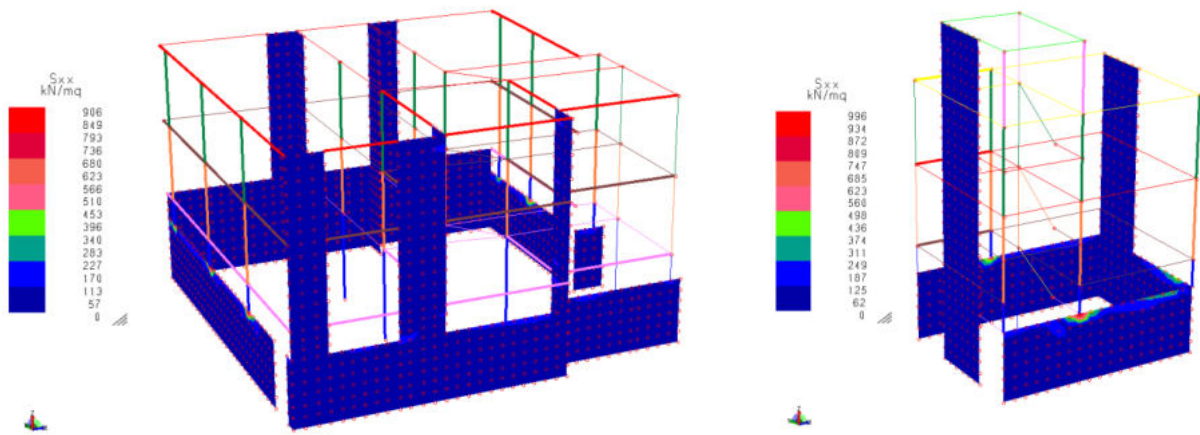


Figura 31 – Stati tensionali statici allo SLE – Comb. Frequente: elementi bidimensionali – Tensione membranale Sxx (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

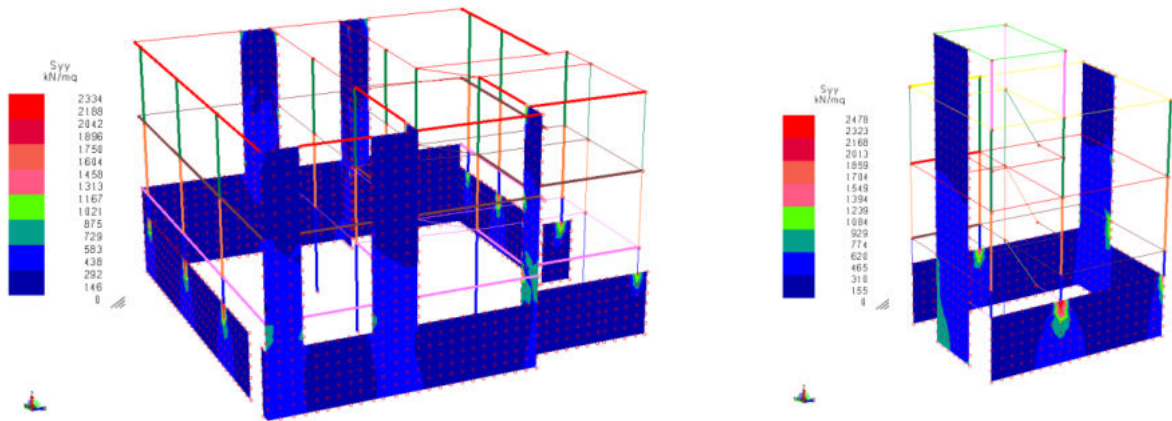


Figura 32 – Stati tensionali statici allo SLE – Comb. Frequente: elementi bidimensionali – Tensione membranale Syy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

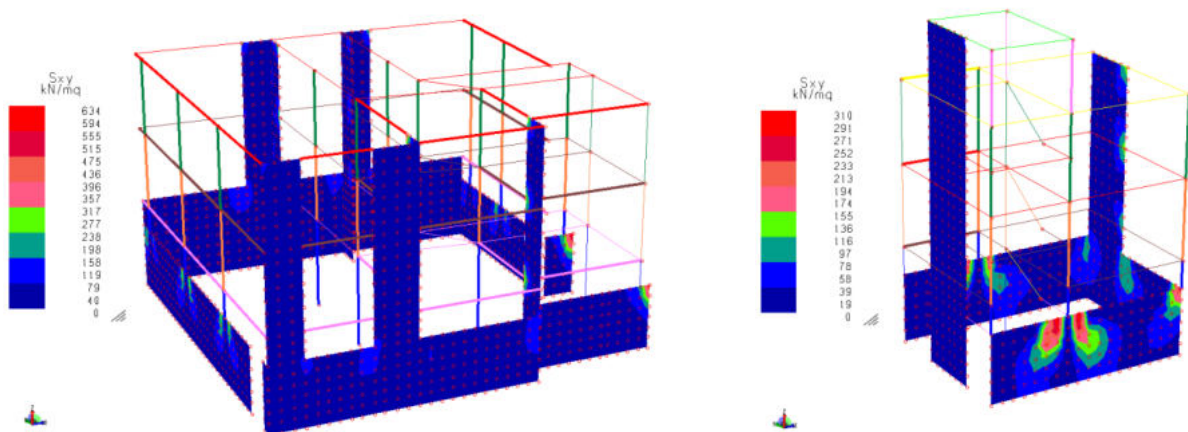


Figura 33 – Stati tensionali statici allo SLE – Comb. Frequente: elementi bidimensionali – Tensione membranale Sxy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

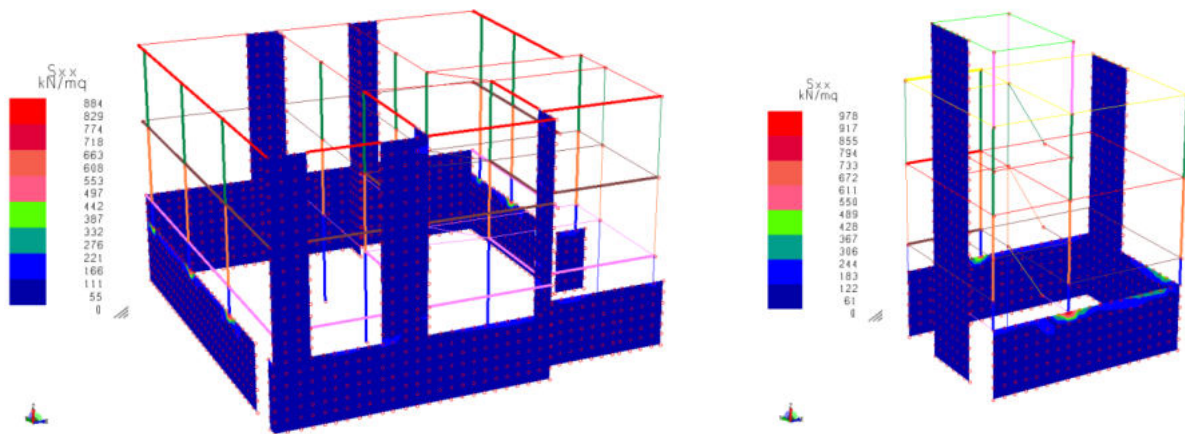


Figura 34 – Stati tensionali statici allo SLE – Comb. Q. Permanente: elementi bidimensionali – Tensione membranale Sxx (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

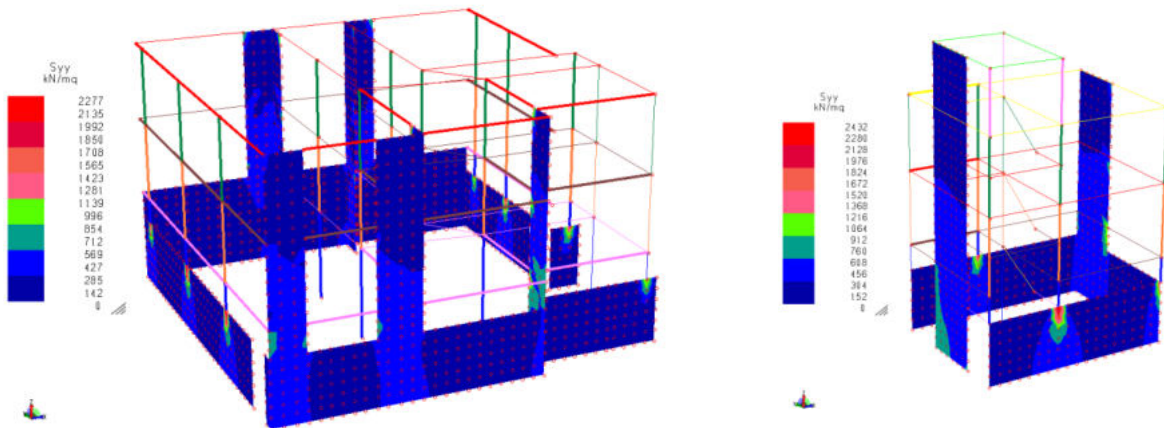


Figura 35 – Stati tensionali statici allo SLE – Comb. Q. Permanente: elementi bidimensionali – Tensione membranale Syy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

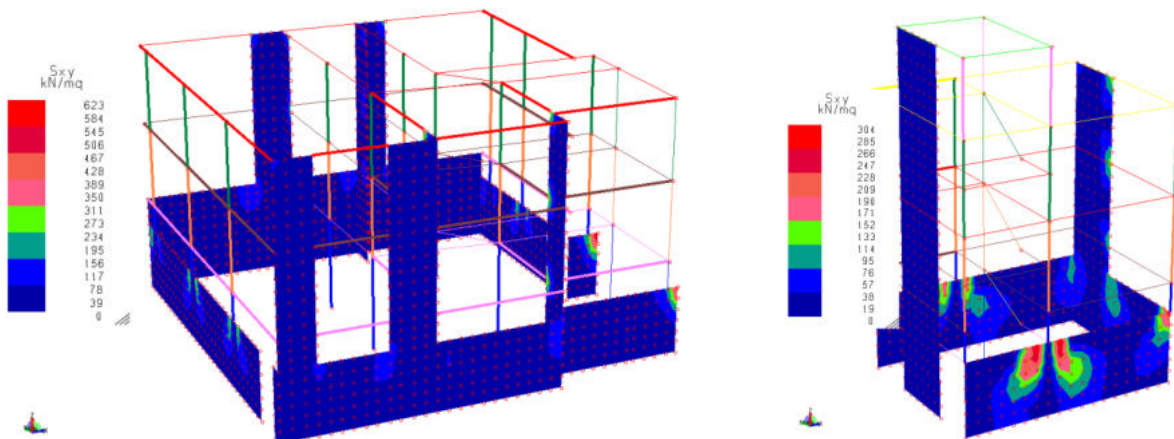


Figura 36 – Stati tensionali statici allo SLE – Comb. Q. Permanente: elementi bidimensionali – Tensione membranale Sxy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

7.2 VERIFICHE STRUTTURALI IN CONDIZIONI STATICHE

Di seguito si riporta una introduzione teorica delle verifiche trattate in condizioni statiche e i risultati ottenuti relativamente agli elementi in calcestruzzo armato.

Nel dettaglio, con riferimento agli elementi in calcestruzzo armato, si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione e a taglio, con i relativi indici di resistenza. In entrambi i casi, gli indici di resistenza, sono determinati come il massimo rapporto tra la sollecitazione corrispondente al livello di azione considerata (D) e la relativa capacità (C), risultando $D/C \leq 1.0$.

Si ricorda che per ciascun meccanismo di crisi considerato, qualora gli elementi risultano di colore verde la verifica si intende soddisfatta, al contrario se di colore rosso si intende non soddisfatta la verifica in almeno una delle sezioni costituenti l'elemento.

7.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo per elementi in c.a. (SLU)

Si deve verificare il rispetto degli stati limite di resistenza e duttilità. Al fine di soddisfare lo stato limite di resistenza è necessario verificare il rispetto dei seguenti stati:

- Resistenza a flessione in presenza o in assenza di sforzo normale;
- Resistenza a taglio.

Inoltre, ove richiesto dalla norma tecnica (cfr. NTC 2018, §7.4), si deve verificare il rispetto dello stato limite di duttilità, o meglio la duttilità flessione in presenza o assenza di sforzo assiale.

7.2.1.1 Verifica di resistenza flessione in presenza o in assenza di sforzo normale

Per la valutazione della resistenza flessionale (cfr. NTC 2018, §4.1.2.3.4) in presenza e in assenza di sforzo assiale delle sezioni di elementi in c.a. si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

Per i materiali si adottano i seguenti legami costitutivi, *stress-block* per il calcestruzzo (Figura 37) e modello elastico perfettamente-plastico per l'acciaio (Figura 38).

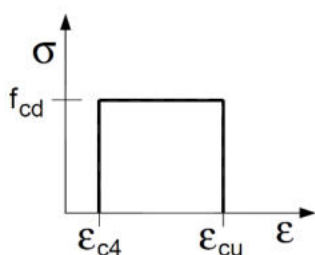


Figura 37 - Legame costitutivo calcestruzzo.

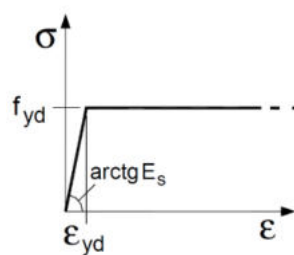


Figura 38 - Legame costitutivo acciaio.

Per il calcolo del momento resistente si fa riferimento all'equilibrio della sezione pressoinflessa, di seguito riportata (Figura 39):

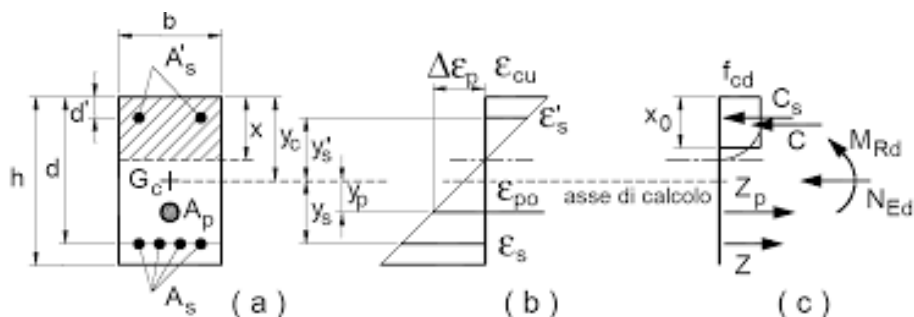


Figura 39 - Sezione pressoinflessa.

Per la verifica a flessione delle travi e a pressoflessione dei pilastri il rapporto D/C si esplicita in:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

dove M_{Ed} è il valore di progetto del momento agente mentre $M_{Rd}(N_{Ed})$ è il valore del momento resistente corrispondente allo sforzo assiale N_{Ed} .

7.2.1.2 Verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti

Nel caso in esame sia per edifici esistenti che per edifici di nuova progettazione, per la valutazione del taglio ultimo V_u , per le verifiche statiche allo SLU si è fatto riferimento all'interpretazione adottata dalla norma nella nuova progettazione (cfr. NTC, §4.1.2.3.5).

Per le verifiche statiche allo SLU, la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti del traliccio ideale sono le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati, così come riportato in Figura 40.

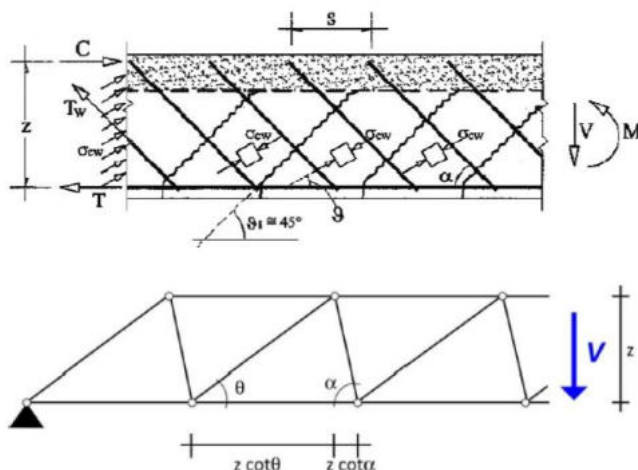


Figura 40 - Schematizzazione a traliccio.

L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rientrare nell'intervallo:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

Per la verifica a taglio degli elementi in c.a. il rapporto D/C si esplicita in:

$$\frac{V_{Ed}}{V_u}$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente mentre V_u è il valore del taglio resistente che risulta il minore tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} , secondo la relazione:

$$V_u = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Si esplicitano in seguito le espressioni relative al calcolo del taglio trazione e del taglio compressione:

$$V_{Rsd} = 0.9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $v f_{cd}$ è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v=0.5$);
- α_c è un coefficiente che considera l'effetto dello sforzo normale e si assume pari a 1 nel caso di membrature non compresse.

7.2.2 Verifiche allo stato limite di esercizio per elementi in c.a. di nuova progettazione (SLE)

Al fine di soddisfare gli stati limite di esercizio è necessario verificare il rispetto dei seguenti stati:

- Stato limite di fessurazione;
- Stato limite di tensioni di esercizio.

7.2.2.1 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, distinguiamo:

- Stato limite di decompressione;
- Stato limite di formazione delle fessure;
- Stato limite di apertura delle fessure.

Nel primo caso le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

| Gruppi di Esigenze | Condizioni ambientali | Combinazione di azioni | Armatura | | | |
|--------------------|-----------------------|------------------------|--------------------|------------|------------------|------------|
| | | | Sensibile | | Poco sensibile | |
| | | | Stato limite | w_k | Stato limite | w_k |
| A | Ordinarie | frequente | apertura fessure | $\leq w_3$ | apertura fessure | $\leq w_3$ |
| | | quasi permanente | apertura fessure | $\leq w_1$ | apertura fessure | $\leq w_2$ |
| B | Aggressive | frequente | apertura fessure | $\leq w_1$ | apertura fessure | $\leq w_2$ |
| | | quasi permanente | decompressione | - | apertura fessure | $\leq w_1$ |
| C | Molto aggressive | frequente | formazione fessure | - | apertura fessure | $\leq w_1$ |
| | | quasi permanente | decompressione | - | apertura fessure | $\leq w_1$ |

Figura 41 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (cfr. NTC 2018, §4.2.2.4.4, Tab. 4.1.IV).

Lo stato limite di formazione della fessura si origina nel caso in cui la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

In seguito alla formazione della fessura, il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato in Figura 41. L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \cdot \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Dove, il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, come nel presente elaborato. In tal caso è possibile riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti in Figura 42. La tensione σ_s è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente. (cfr. Circolare NTC 2018, § C.4.2.2.4.5).

Tabella C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

| Tensione nell'acciaio σ_s [MPa] | Diametro massimo ϕ delle barre (mm) | | |
|---|--|----------------|----------------|
| | $w_3 = 0,4$ mm | $w_2 = 0,3$ mm | $w_1 = 0,2$ mm |
| 160 | 40 | 32 | 25 |
| 200 | 32 | 25 | 16 |
| 240 | 20 | 16 | 12 |
| 280 | 16 | 12 | 8 |
| 320 | 12 | 10 | 6 |
| 360 | 10 | 8 | - |

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

| Tensione nell'acciaio σ_s [MPa] | Spaziatura massima s delle barre (mm) | | |
|---|---|----------------|----------------|
| | $w_3 = 0,4$ mm | $w_2 = 0,3$ mm | $w_1 = 0,2$ mm |
| 160 | 300 | 300 | 200 |
| 200 | 300 | 250 | 150 |
| 240 | 250 | 200 | 100 |
| 280 | 200 | 150 | 50 |
| 320 | 150 | 100 | - |
| 360 | 100 | 50 | - |

Figura 42 - Diametri e spaziatura massima per il controllo di fessurazione (cfr. Circolare NTC 2018, § C4.1.2.2.4.5, Tab. C4.1.11.II-III)

7.2.2.2 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente rispettivamente in caso di combinazione caratteristica e quasi permanente (cfr. NTC 2018, §4.1.2.2.5.1):

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60f_{ck}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45f_{ck}$$

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$ per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente (cfr. NTC 2018, §4.1.2.2.5.2):

$$\sigma_{s,max} \leq 0,80f_{yk}$$

7.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo per elementi in c.a. ringrossati (SLU)

È necessario verificare il rispetto degli stati limite di resistenza e duttilità. Al fine di soddisfare lo stato limite di resistenza è necessario verificare il rispetto dei seguenti stati:

- Resistenza a flessione in presenza o in assenza di sforzo normale;
- Resistenza a taglio.

Inoltre, ove richiesto dalla norma tecnica (cfr. NTC 2018, §7.4), si deve verificare il rispetto dello stato limite di duttilità, o meglio la duttilità flessionale in presenza o assenza di sforzo assiale.

In generale, per la valutazione della resistenza flessionale e la valutazione della resistenza a taglio delle sezioni di elementi in c.a., si adotta quanto espresso al §4.1.2.3.4 - §4.1.2.3.5 delle NTC 2018. Il caso specifico necessita di alcuni accorgimenti in quanto la sezione di verifica è costituita da un nucleo in c.a. esistente, confinato mediante la realizzazione di una camicia in c.a.. La sezione sarà quindi costituita da un *core* di materiale esistente, confinato mediante l'inserimento di una armatura aggiuntiva e di un getto di materiale nuovo. L'azione di confinamento è realizzata dalle staffe le quali contribuiscono a generare una pressione laterale agente sul materiale esistente.

Considerando la presenza di sezioni incamiciate in c.a. è necessario fare riferimento a quanto espresso al §C8.7.4.2.1. Ai fini della valutazione della resistenza degli elementi sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- il carico assiale si considera applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento per i soli carichi permanenti, all'intera sezione incamiciata per i carichi variabili e per le azioni sismiche.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono calcolati con riferimento alla sezione reale incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo la seguente espressione:

- Capacità in termini di resistenza a flessione:

$$M_{Rd} = 0.9 M_{Rd_confinata}$$

- Capacità in termini di resistenza a taglio:

$$V_{Rd} = 0.9 V_{Rd_confinata}$$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali sono:

- per l'acciaio delle strutture esistenti, la resistenza ottenuta come media tra le prove eseguite in sito e quanto ricavato da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo del taglio, divisa anche per il coefficiente parziale;

- per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di progetto.

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali nel calcolo del valore della capacità in termini di resistenza a flessione da usare per la valutazione della sollecitazione di taglio agente su elementi/meccanismi fragili sono:

- per l'acciaio delle strutture esistenti, la resistenza ottenuta come media tra le prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione moltiplicata per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;
- per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, il valore caratteristico della resistenza.

Al fine di considerare la sezione incamiciata e quindi il miglioramento indotto dal confinamento è necessaria l'adozione del diagramma tensione-deformazione (parabola-rettangolo) migliorato sia in termini di deformazione che di tensione (cfr. NTC 2018, §4.1.2.1.2). Si sottolinea che, cautelativamente, non si considererà una sezione interamente confinata, come permesso dalla normativa tecnica (§C8.7.4.2.1), bensì la sezione reale. Pertanto, dato il caso della camicia completa, si considera per il calcolo delle resistenze il diagramma costitutivo del calcestruzzo confinato per la sezione esistente e il diagramma non confinato per il nuovo materiale.

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo confinato è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in stato triassiale. Il confinamento del calcestruzzo è normalmente generato da staffe chiuse e legature interne, che possono raggiungere la tensione di snervamento a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo stesso a cui tendono ad opporsi. Il confinamento consente al calcestruzzo di raggiungere tensioni e deformazioni più elevate di quelle proprie del calcestruzzo non confinato. Le altre caratteristiche meccaniche si possono considerare inalterate. È possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Figura 43 in cui la resistenza caratteristica e le deformazioni del calcestruzzo confinato sono valutate secondo le relazioni seguenti:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1.00 + 5.00 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \text{ per } \sigma_2 \leq 0.05f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1.125 + 2.50 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \text{ per } \sigma_2 > 0.05f_{ck}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0.20 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck,c}}{\gamma_c}$$

essendo σ_2 la pressione laterale efficace di confinamento allo SLV mentre ε_{c2} ed ε_{cu} sono valutate in accordo alla NTC 2018, §4.1.2.1.2.1 dove $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$ e $\varepsilon_{c2} = 0.20\%$.

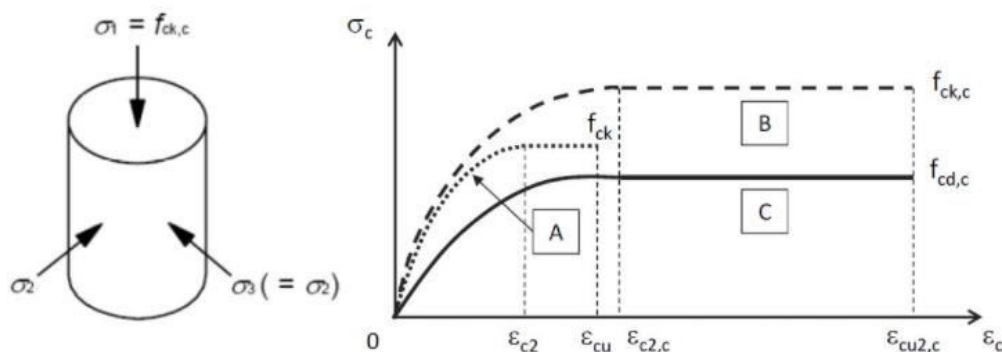


Figura 43 - Modelli tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato: (a) non confinato; (b) confinato; (c) confinato.

La pressione efficace di confinamento può essere determinata attraverso la relazione seguente:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_1$$

dove α è un coefficiente di efficienza (≤ 1), definito come rapporto fra il volume $V_{c,eff}$ di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume V_c dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile) e σ_1 è la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali.

La pressione laterale può essere valutata per sezioni rettangolari, per ogni direzione principale della sezione, direttamente da considerazioni di equilibrio sul nucleo confinato, in corrispondenza della tensione di snervamento dell'armatura trasversale, come di seguito indicato. Per le due direzioni principali della sezione x e y valgono, rispettivamente, le relazioni:

$$\sigma_{1,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}$$

$$\sigma_{1,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s}$$

ove $A_{st,x}$ e $A_{st,y}$ sono il quantitativo totale (aree delle sezioni) di armatura trasversale in direzione parallela, rispettivamente, alle direzioni principali x e y, b_x e b_y sono le dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti (con riferimento alla linea media delle staffe), s è il passo delle staffe, $f_{yk,st}$ è la tensione caratteristica dell'acciaio delle staffe. La pressione laterale equivalente σ_1 può essere determinata attraverso la relazione:

$$\sigma_1 = \sqrt{\sigma_{1,x} \cdot \sigma_{1,y}}$$

Per ciò che concerne il materiale nuovo si adottano i seguenti legami costitutivi, *stress-block* per il calcestruzzo (Figura 44) e modello elastico perfettamente-plastico per l'acciaio (Figura 45).

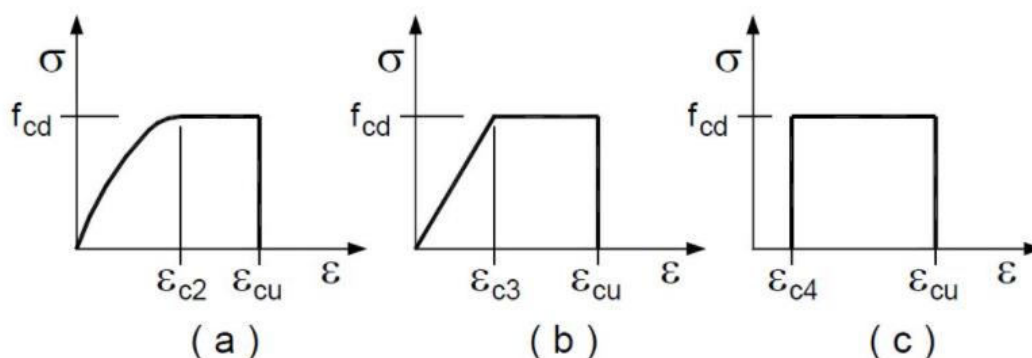


Figura 44 - Modelli tensione-deformazione per il calcestruzzo: (a)parabola-rettangolo; (b)triangolo rettangolo; (c) stress-block.

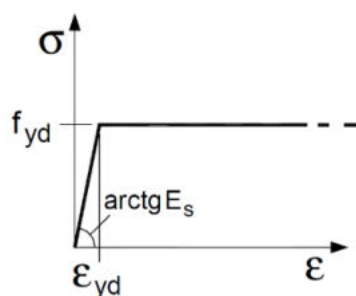


Figura 45 - Modello tensione-deformazione per l'acciaio.

7.2.1.1 Verifica di resistenza flessione in presenza o in assenza di sforzo normale

In generale, definita una sezione di verifica, per la valutazione della resistenza flessionale delle sezioni di in c.a. si adottano le seguenti ipotesi (cfr. NTC 2018, §4.1.2.3.4):

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

Per i materiali si adottano i legami costitutivi definiti a precedere (Figura 43 - Figura 44 - Figura 45).

Per il calcolo del momento resistente si fa riferimento all'equilibrio della sezione pressoinflessa, di seguito riportata (Figura 39):

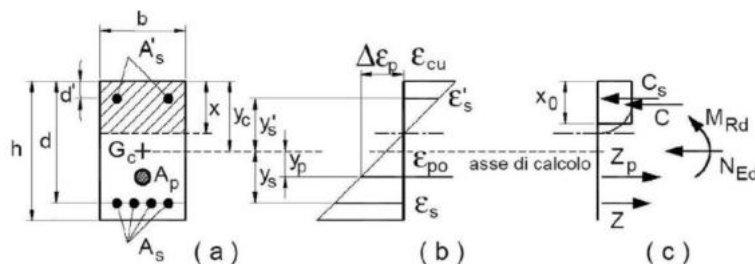


Figura 46 - Sezione pressoinflessa.

Nel caso specifico, è necessario puntualizzare che il contributo offerto dal calcestruzzo compresso (C) è costituito dall'aliquota offerta dal core in calcestruzzo esistente, e dall'aliquota della jacket in materiale nuovo e non confinato. In linea con quanto espresso sarà necessario utilizzare rispettivamente il legame costitutivo per il calcestruzzo confinato (Figura 43), e per il calcestruzzo non confinato (Figura 44).

Per la verifica a flessione delle travi e a pressoflessione dei pilastri il rapporto D/C si esplicita in:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

dove M_{Ed} è il valore di progetto del momento agente mentre $M_{Rd}(N_{Ed})$ è il valore del momento resistente corrispondente allo sforzo assiale N_{Ed} .

7.2.1.2 Verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti

Nel caso in esame per la valutazione del taglio ultimo V_u e per le verifiche statiche allo SLU si è fatto riferimento all'interpretazione adottata dalla norma nella nuova progettazione (cfr. NTC, §4.1.2.3.5).

Per le verifiche statiche allo SLU, la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti del traliccio ideale sono le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati, così come riportato in Figura 40.

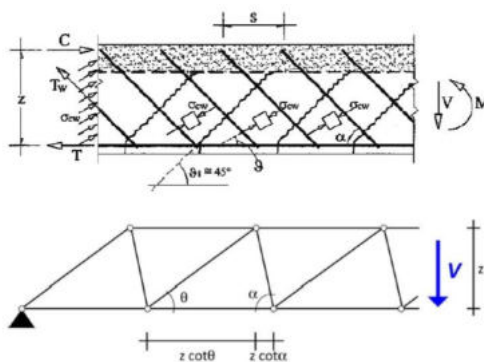


Figura 47 - Schematizzazione a traliccio.

L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rientrare nell'intervallo:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

Per la verifica a taglio degli elementi in c.a. il rapporto D/C si esplicita in:

$$\frac{V_{Ed}}{V_u}$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente mentre V_u è il valore del taglio resistente che risulta il minore tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} , secondo la relazione:

$$V_u = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Si esplicitano in seguito le espressioni relative al calcolo del taglio trazione e del taglio compressione:

$$V_{Rsd} = 0.9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $v f_{cd}$ è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v=0.5$);
- α_c è un coefficiente che considera l'effetto dello sforzo normale e si assume pari a 1 nel caso di membrature non compresse.

Nel caso specifico, al fine del calcolo della $\cot \theta$ è necessario uguagliare la resistenza per taglio trazione con la resistenza per taglio compressione, l'uguaglianza allora deve essere corretta, in modo da ottenere l'espressione seguente:

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{f_{cd}' \cdot b_w \cdot d + f_{cd}^* \cdot b_w^* \cdot d^*}{f_{yd} \cdot \frac{A_{st}}{s} \cdot d + f_{yd}^* \cdot \frac{A_{st}^*}{s} \cdot d^*}} - 1$$

Dove i termini con l'asterisco si riferiscono ai materiali, all'armatura e alla geometria della sezione esistente.

Come già definito per la determinazione della resistenza a flessione al §7.2.1.1, per il calcolo della resistenza finale a taglio si procede semplicemente sommando i contributi della sezione esistente e di quella nuova.

7.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI IN CONDIZIONI STATICHE

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche a pressoflessione e a taglio. Si ricorda che per ciascun meccanismo di crisi considerato, qualora gli elementi risultano di colore verde la verifica si intende soddisfatta, al contrario se di colore rosso si intende non soddisfatta la verifica in almeno una delle sezioni costituenti l'elemento.

7.3.1 Risultati verifiche allo stato limite ultimo (SLU)

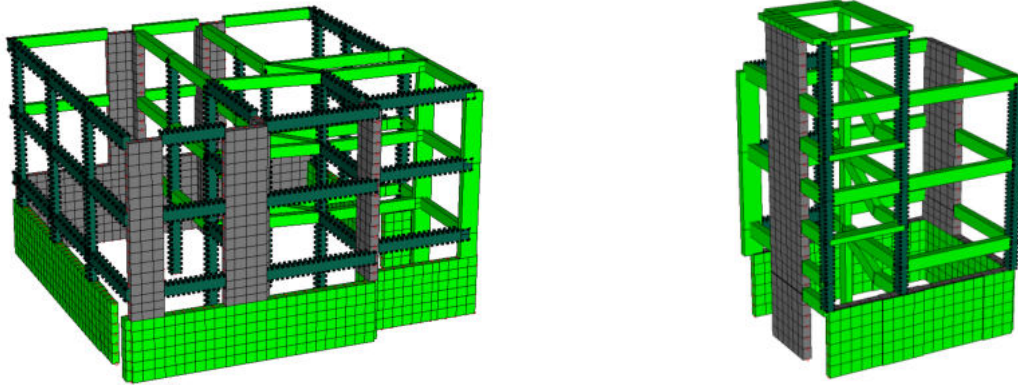


Figura 48 – Verifiche statiche a pressoflessione allo SLU: elementi intelaiati in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

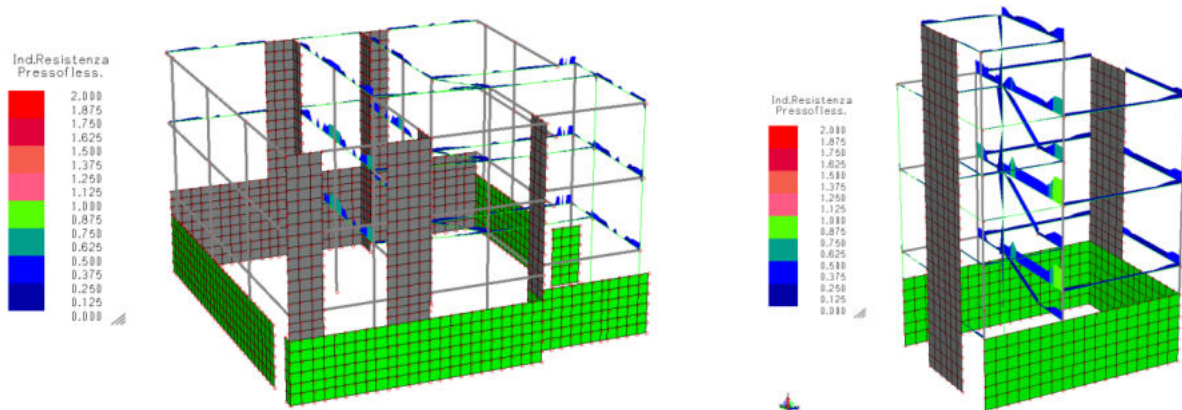


Figura 49 – Verifiche statiche con indici di resistenza a pressoflessione allo SLU: elementi intelaiati in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

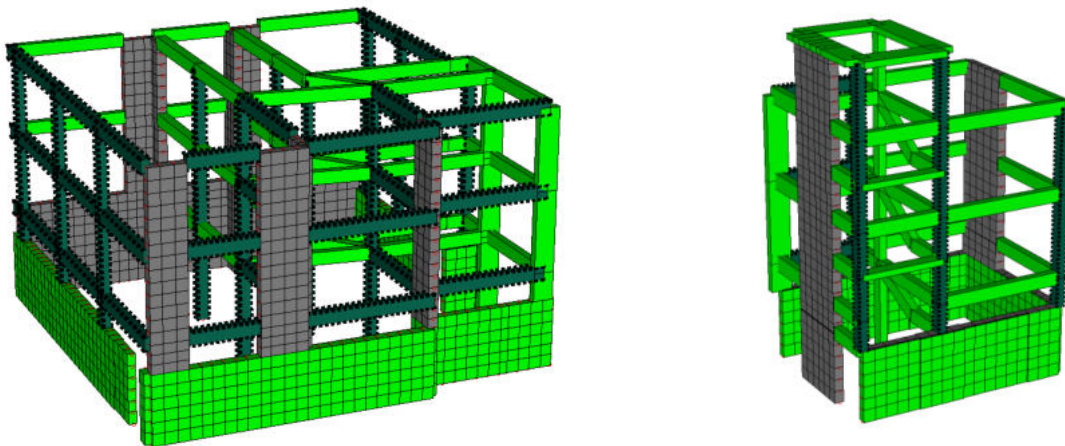


Figura 50 – Verifiche statiche a taglio allo SLU: elementi intelaiati in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

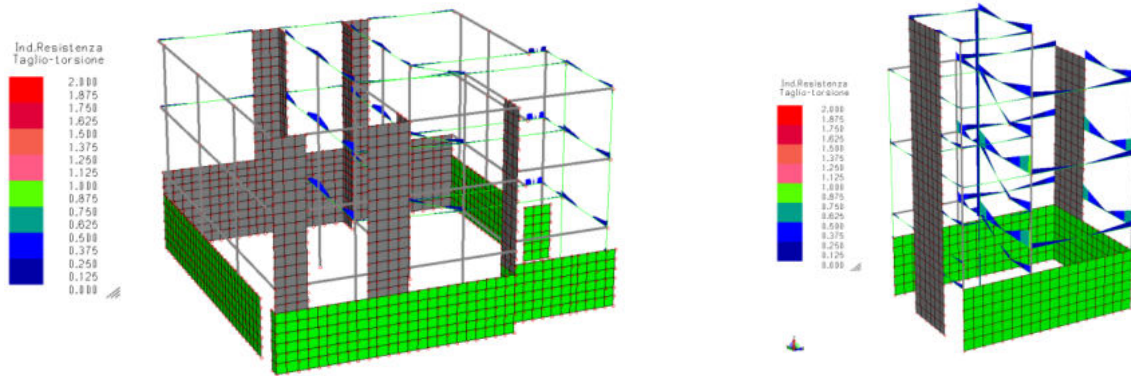


Figura 51 – Verifiche statiche con indici di resistenza a taglio allo SLU: elementi intelaiati in calcestruzzo armato.

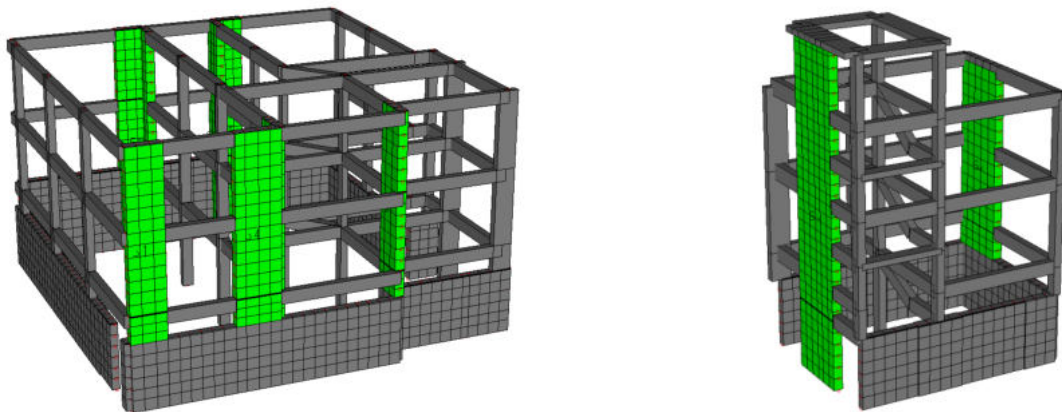


Figura 52 – Verifiche statiche a pressoflessione allo SLU: elementi parete in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

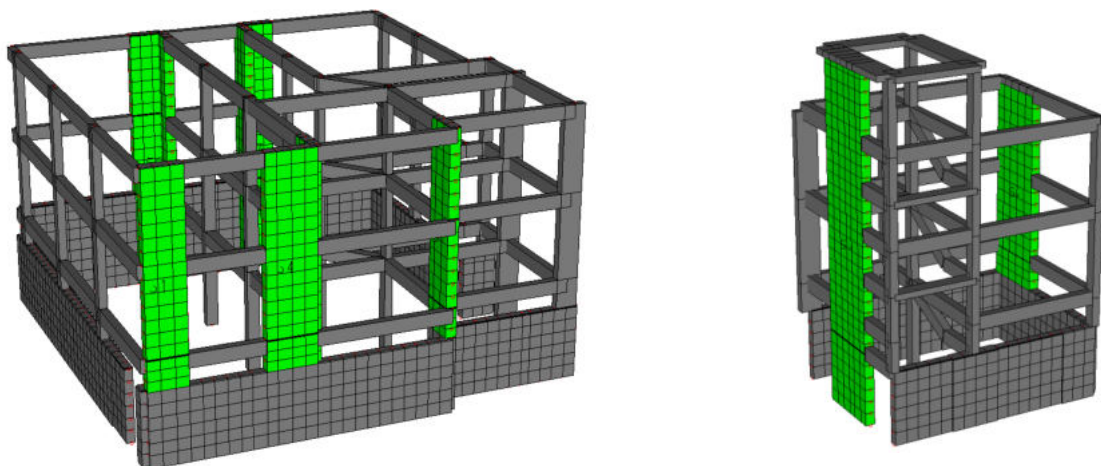


Figura 53 – Verifiche statiche a taglio allo SLU: elementi parete in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

7.3.2 Risultati verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

In merito alle verifiche di esercizio, si specifica che il software non prevede una rappresentazione grafica delle verifiche di tali elementi, per tale motivo non sono riportate in questo elaborato. Le verifiche eseguite risultano soddisfatte.

8 ANALISI E VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di parte di essa in accordo alle norme vigenti *NTC 2018* devono essere valutate secondo un approccio semiprobabilistico agli stati limite, condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze ed i requisiti minimi prestazionali previsti. Le analisi eseguite sull'opera in questione sono volte a determinare il comportamento della struttura sia in campo statico, sotto l'azione di carichi gravitazionali (Vedi §7), sia in campo dinamico, in presenza di azioni orizzontali e quindi in caso di azioni sismiche.

In ipotesi di validità del modello definito per le analisi condotte in condizioni statiche (Vedi §6), sarà possibile procedere con la fase di analisi e calcolo in condizioni sismiche.

A valle dell'esecuzione di una **analisi modale**, i cui risultati sono di seguito riportati, è stata svolta una **analisi dinamica lineare**.

8.1 ANALISI MODALE

L'analisi modale è una tipologia di analisi lineare che viene effettuata preliminarmente al fine di capire il comportamento dinamico intrinseco della struttura nonché le sue caratteristiche di regolarità. Di seguito sono riportati i modi di vibrare principali, con i relativi periodi, della struttura modellata in assenza delle tamponature.

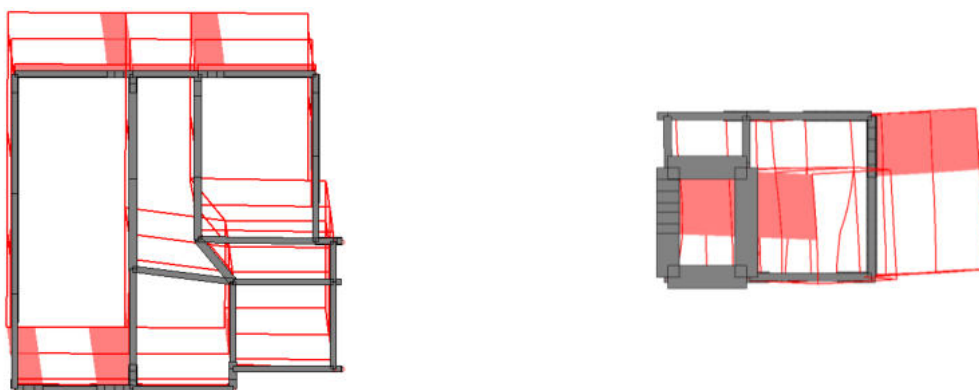


Figura 54 – Modo principale di vibrare in: direzione Y (T=0.235s) - Direzione X (T=0.312s).

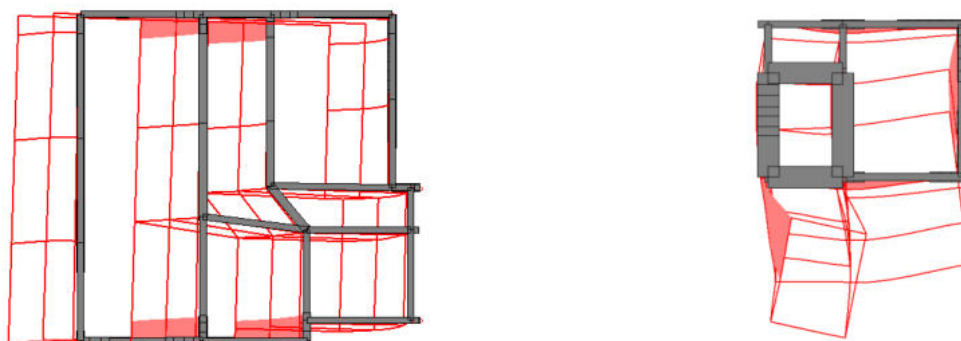


Figura 55 – Secondo modo principale di vibrare in: direzione X (T=0.183s) - Direzione Y (T=0.148s).

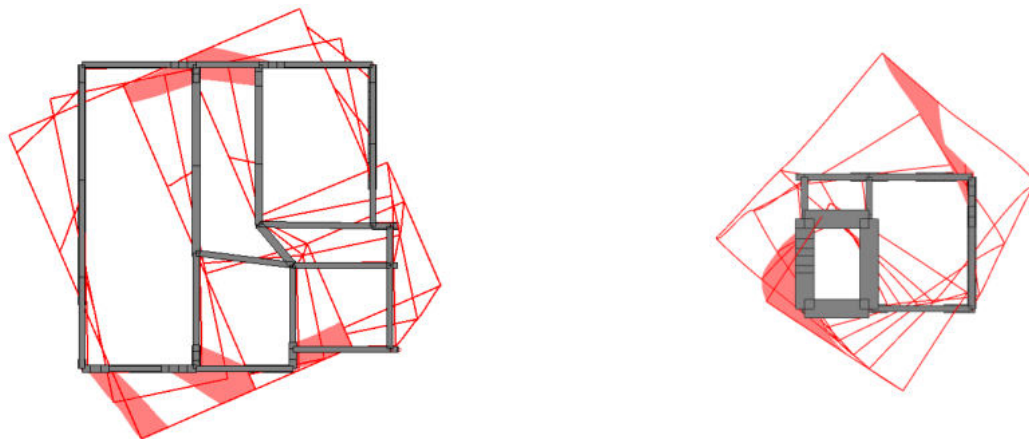


Figura 56 – Terzo modo principale di vibrare di: rotazione Z (T=0.164s) - rotazione Z (T=0.136s).

L'analisi modale consente di valutare i modi di vibrazione naturali della struttura ed i relativi periodi nonché la massa partecipante associata ad ognuno di essi, fondamentale per capire l'importanza o meno di un modo di vibrare in fase di verifica. Si riportano di seguito i periodi in Tabella 40 e le percentuali di masse mobilitate in Tabella 41.

| Numero [-] | Pulsazione [rad/s] | Frequenza [1/s] | Periodo [s] |
|------------|--------------------|-----------------|-------------|
| 1 | 2.676e+01 | 4.259e+00 | 2.348e-01 |
| 2 | 3.442e+01 | 5.478e+00 | 1.825e-01 |
| 3 | 3.832e+01 | 6.099e+00 | 1.640e-01 |
| 4 | 9.958e+01 | 1.585e+01 | 6.310e-02 |
| 5 | 1.439e+02 | 2.290e+01 | 4.367e-02 |
| 6 | 1.514e+02 | 2.409e+01 | 4.151e-02 |
| 7 | 1.822e+02 | 2.900e+01 | 3.448e-02 |
| 8 | 1.906e+02 | 3.034e+01 | 3.296e-02 |
| 9 | 1.942e+02 | 3.091e+01 | 3.235e-02 |
| 10 | 1.987e+02 | 3.162e+01 | 3.162e-02 |

Tabella 40 – Periodi associati ai primi 10 modi di vibrare (Corpo grande).

| Modo | Direz.X | % | Direz.Y | % | Direz.Z | % | Rotaz.Z | % |
|--------------------|------------------|-----------|------------------|-----------|------------------|----------|------------------|-----------|
| Modo: 1 | +5.25e+00 | 1 | +3.97e+02 | 88 | +4.28e-03 | 0 | +1.37e+02 | 1 |
| Progressiva | +5.25e+00 | 1 | +3.97e+02 | 88 | +4.28e-03 | 0 | +1.37e+02 | 1 |
| Modo: 2 | +3.77e+02 | 83 | +5.47e+00 | 1 | +6.09e-03 | 0 | +2.43e+02 | 1 |
| Progressiva | +3.82e+02 | 84 | +4.03e+02 | 89 | +1.04e-02 | 0 | +3.80e+02 | 2 |
| Modo: 3 | +2.19e+00 | 0 | +4.79e-03 | 0 | +9.31e-04 | 0 | +1.41e+04 | 71 |
| Progressiva | +3.84e+02 | 85 | +4.03e+02 | 89 | +1.13e-02 | 0 | +1.44e+04 | 73 |
| Modo: 4 | +1.02e+00 | 0 | +1.15e+01 | 3 | +1.99e-01 | 0 | +1.26e+01 | 0 |
| Progressiva | +3.85e+02 | 85 | +4.14e+02 | 92 | +2.11e-01 | 0 | +1.45e+04 | 73 |
| Modo: 5 | +4.28e+01 | 9 | +3.32e-02 | 0 | +6.07e-02 | 0 | +7.39e+01 | 0 |
| Progressiva | +4.28e+02 | 95 | +4.14e+02 | 92 | +2.71e-01 | 0 | +1.45e+04 | 74 |
| Modo: 6 | +3.81e+00 | 1 | +1.11e-02 | 0 | +5.03e-02 | 0 | +1.11e+03 | 6 |
| Progressiva | +4.32e+02 | 95 | +4.14e+02 | 92 | +3.22e-01 | 0 | +1.56e+04 | 79 |

| | | | | | | | | |
|--------------------|------------------|-----------|------------------|-----------|------------------|-----------|------------------|-----------|
| Modo: 7 | +4.22e-07 | 0 | +7.89e-05 | 0 | +2.50e+01 | 6 | +8.52e-06 | 0 |
| Progressiva | +4.32e+02 | 95 | +4.14e+02 | 92 | +2.53e+01 | 6 | +1.56e+04 | 79 |
| Modo: 8 | +5.71e-02 | 0 | +1.16e-01 | 0 | +2.05e+01 | 5 | +7.96e-01 | 0 |
| Progressiva | +4.32e+02 | 96 | +4.14e+02 | 92 | +4.58e+01 | 10 | +1.56e+04 | 79 |
| Modo: 9 | +4.34e-01 | 0 | +2.64e+01 | 6 | +4.80e-01 | 0 | +4.32e+00 | 0 |
| Progressiva | +4.32e+02 | 96 | +4.41e+02 | 97 | +4.63e+01 | 10 | +1.57e+04 | 79 |
| Modo: 10 | +6.70e-02 | 0 | +4.59e-01 | 0 | +1.34e+01 | 3 | +1.86e+00 | 0 |

Tabella 41 – Percentuali di massa mobilitata associata ai primi 10 modi (Corpo grande).

| Numero [-] | Pulsazione [rad/s] | Frequenza [1/s] | Periodo [s] |
|------------|--------------------|-----------------|-------------|
| 1 | 2.014e+01 | 3.205e+00 | 3.120e-01 |
| 2 | 4.239e+01 | 6.746e+00 | 1.482e-01 |
| 3 | 4.616e+01 | 7.346e+00 | 1.361e-01 |
| 4 | 6.103e+01 | 9.714e+00 | 1.029e-01 |
| 5 | 8.032e+01 | 1.278e+01 | 7.823e-02 |
| 6 | 1.011e+02 | 1.608e+01 | 6.218e-02 |
| 7 | 1.023e+02 | 1.629e+01 | 6.139e-02 |
| 8 | 1.117e+02 | 1.778e+01 | 5.625e-02 |
| 9 | 1.149e+02 | 1.828e+01 | 5.470e-02 |
| 10 | 1.165e+02 | 1.854e+01 | 5.393e-02 |

Tabella 42 – Periodi associati ai primi 10 modi di vibrare (Corpo piccolo).

| Modo | Direz.X | % | Direz.Y | % | Direz.Z | % | Rotaz.Z | % |
|--------------------|-----------|----|-----------|----|-----------|----|-----------|----|
| Modo: 1 | +5.25e+00 | 1 | +3.97e+02 | 88 | +4.28e-03 | 0 | +1.37e+02 | 1 |
| Progressiva | +5.25e+00 | 1 | +3.97e+02 | 88 | +4.28e-03 | 0 | +1.37e+02 | 1 |
| Modo: 2 | +3.77e+02 | 83 | +5.47e+00 | 1 | +6.09e-03 | 0 | +2.43e+02 | 1 |
| Progressiva | +3.82e+02 | 84 | +4.03e+02 | 89 | +1.04e-02 | 0 | +3.80e+02 | 2 |
| Modo: 3 | +2.19e+00 | 0 | +4.79e-03 | 0 | +9.31e-04 | 0 | +1.41e+04 | 71 |
| Progressiva | +3.84e+02 | 85 | +4.03e+02 | 89 | +1.13e-02 | 0 | +1.44e+04 | 73 |
| Modo: 4 | +1.02e+00 | 0 | +1.15e+01 | 3 | +1.99e-01 | 0 | +1.26e+01 | 0 |
| Progressiva | +3.85e+02 | 85 | +4.14e+02 | 92 | +2.11e-01 | 0 | +1.45e+04 | 73 |
| Modo: 5 | +4.28e+01 | 9 | +3.32e-02 | 0 | +6.07e-02 | 0 | +7.39e+01 | 0 |
| Progressiva | +4.28e+02 | 95 | +4.14e+02 | 92 | +2.71e-01 | 0 | +1.45e+04 | 74 |
| Modo: 6 | +3.81e+00 | 1 | +1.11e-02 | 0 | +5.03e-02 | 0 | +1.11e+03 | 6 |
| Progressiva | +4.32e+02 | 95 | +4.14e+02 | 92 | +3.22e-01 | 0 | +1.56e+04 | 79 |
| Modo: 7 | +4.22e-07 | 0 | +7.89e-05 | 0 | +2.50e+01 | 6 | +8.52e-06 | 0 |
| Progressiva | +4.32e+02 | 95 | +4.14e+02 | 92 | +2.53e+01 | 6 | +1.56e+04 | 79 |
| Modo: 8 | +5.71e-02 | 0 | +1.16e-01 | 0 | +2.05e+01 | 5 | +7.96e-01 | 0 |
| Progressiva | +4.32e+02 | 96 | +4.14e+02 | 92 | +4.58e+01 | 10 | +1.56e+04 | 79 |
| Modo: 9 | +4.34e-01 | 0 | +2.64e+01 | 6 | +4.80e-01 | 0 | +4.32e+00 | 0 |
| Progressiva | +4.32e+02 | 96 | +4.41e+02 | 97 | +4.63e+01 | 10 | +1.57e+04 | 79 |
| Modo: 10 | +6.70e-02 | 0 | +4.59e-01 | 0 | +1.34e+01 | 3 | +1.86e+00 | 0 |

Tabella 43 – Percentuali di massa mobilitata associata ai primi 10 modi (Corpo piccolo).

8.2 ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE Q

A valle delle considerazioni di carattere dinamico effettuate, si è optato per l'esecuzione di un'analisi dinamica lineare con fattore q .

La tipologia d'analisi scelta è l'analisi dinamica lineare con fattore di comportamento; questa tipologia di analisi sismica, effettuata con riferimento al livello prestazionale **SLV**, prevede i seguenti passi (cfr. NTC, §7.3.3.1):

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione attraverso l'analisi modale;
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione degli effetti mediante la combinazione quadratica completa **CQC**.

È necessario considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al **5%** e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo **85%**.

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1.00E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le 3 combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi. Gli effetti legati all'azione sismica verticale E_z sono stati opportunamente trascurati, coerentemente alle indicazioni delle NTC, che suggeriscono di considerarli solo nel caso di travi di grande luce o presenza di sbalzi significativi (cfr. NTC, §7.2.6).

Al fine di tener conto della variabilità spaziale del moto sismico nonché di eventuali incertezze, si è attribuito al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla posizione derivante dal calcolo (cfr. NTC, §7.2.6). Ciò ha prodotto in definitiva 16 configurazioni di sollecitazioni agenti, che sono state opportunamente involupate al fine di ricavare quelle massime.

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con i metodi di cui al § 7.3 delle NTC 2018, con delle precisazioni. In particolare, si osserva che nel caso di analisi lineare/dinamica con fattore di comportamento q , è possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC 2018, assumendo il valore del fattore di comportamento q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi "duttili" del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi "fragili" del fattore di comportamento $q = 1,5$ (cfr. Circolare NTC 2018, §C8.7.2.2).

Cautelativamente si è deciso di assumere il medesimo valore del fattore di comportamento pari a $q = 1.5$ sia per l'analisi dei meccanismi duttili che per quelli fragili. Con tale fattore è stato scalato lo spettro elastico in accelerazione adottato per la modellazione dell'azione sismica, ottenendo lo spettro di progetto. Ricavate le sollecitazioni dalla fase di calcolo, le verifiche, sia dei meccanismi duttili che fragili, sono state effettuate in termini di resistenza.

8.2.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLV)

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni per le strutture a telaio esistenti e per gli elementi a parete in c.a. in condizioni dinamiche in presenza di azioni sismiche allo **SLV**.

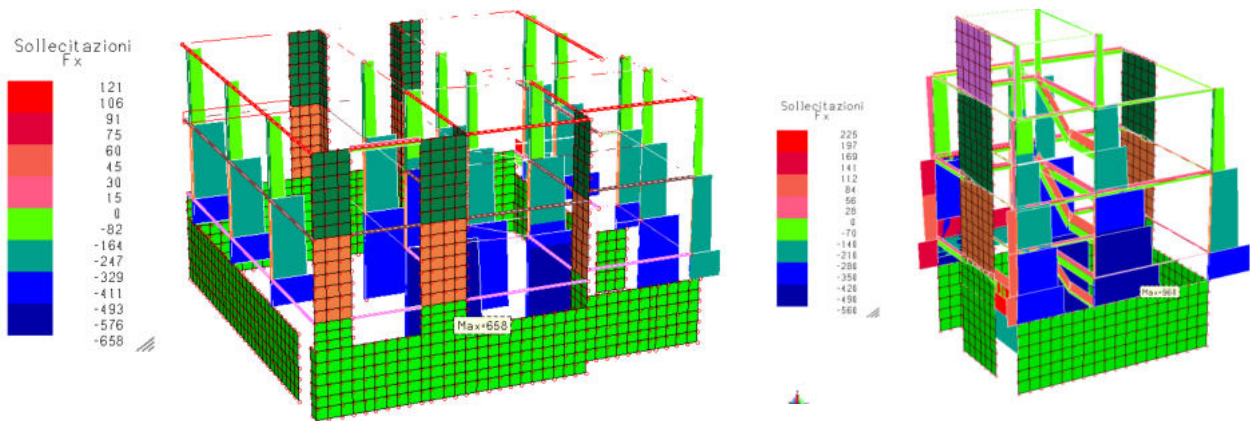


Figura 57 – Involuppo sollecitazioni dinamiche allo SLV: elementi monodimensionali - Sforzo normale F_x (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

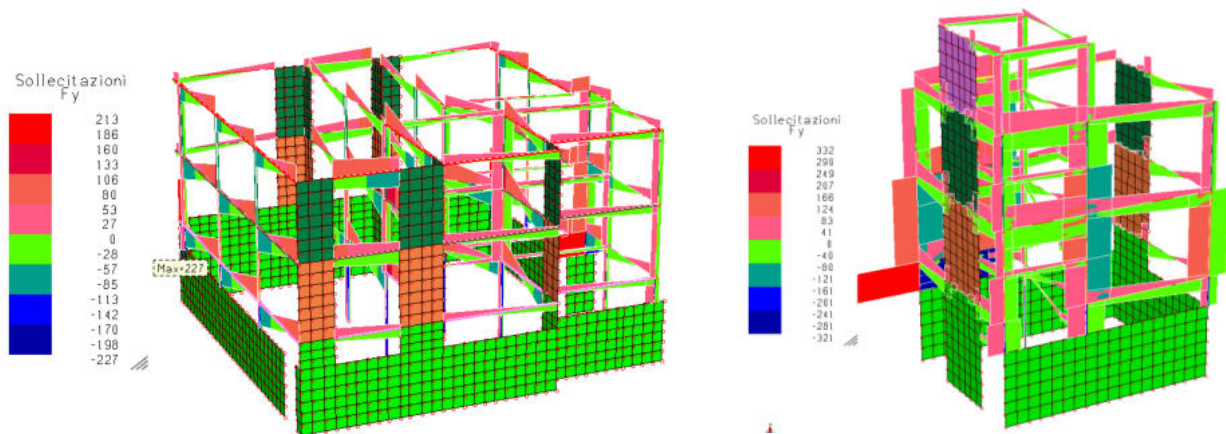


Figura 58 – Involuppo sollecitazioni dinamiche allo SLV: elementi monodimensionali - Taglio F_y (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

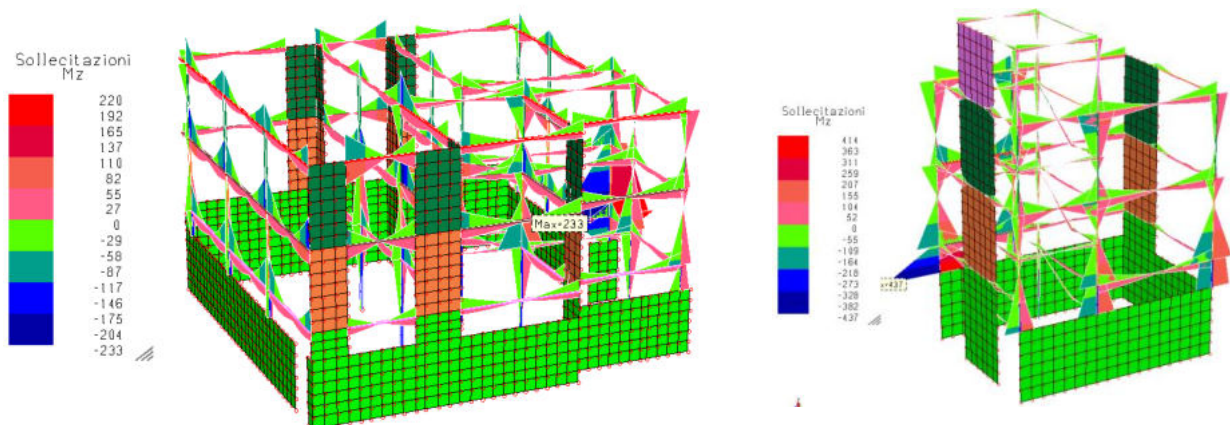


Figura 59 – Involuppo sollecitazioni dinamiche allo SLV: elementi monodimensionali – Momento flettente M_z (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

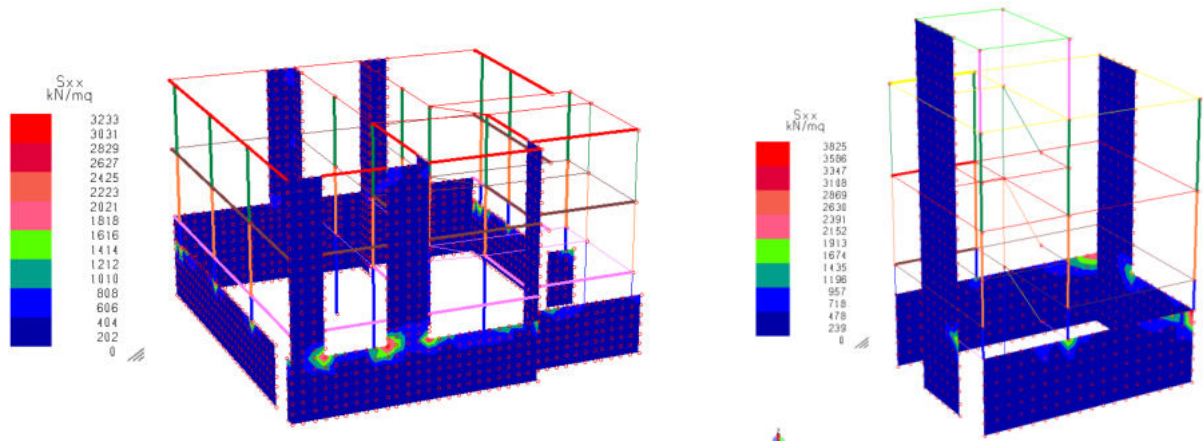


Figura 60 – Involuppo stati tensionali dinamici allo SLV: elementi bidimensionali – Tensione membranale Sxx (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

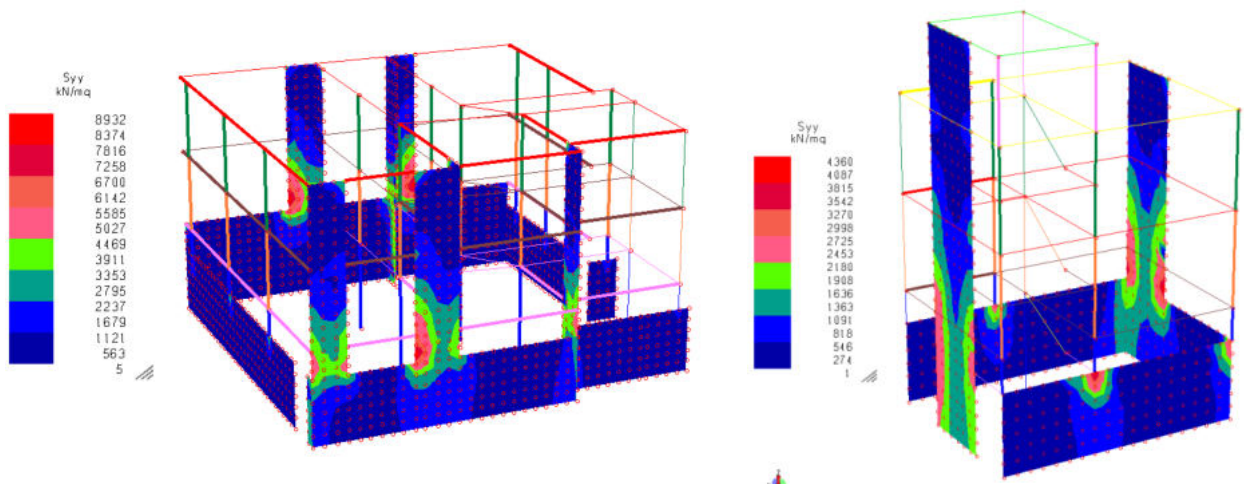


Figura 61 – Involuppo stati tensionali dinamici allo SLV: elementi bidimensionali – Tensione membranale Syy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

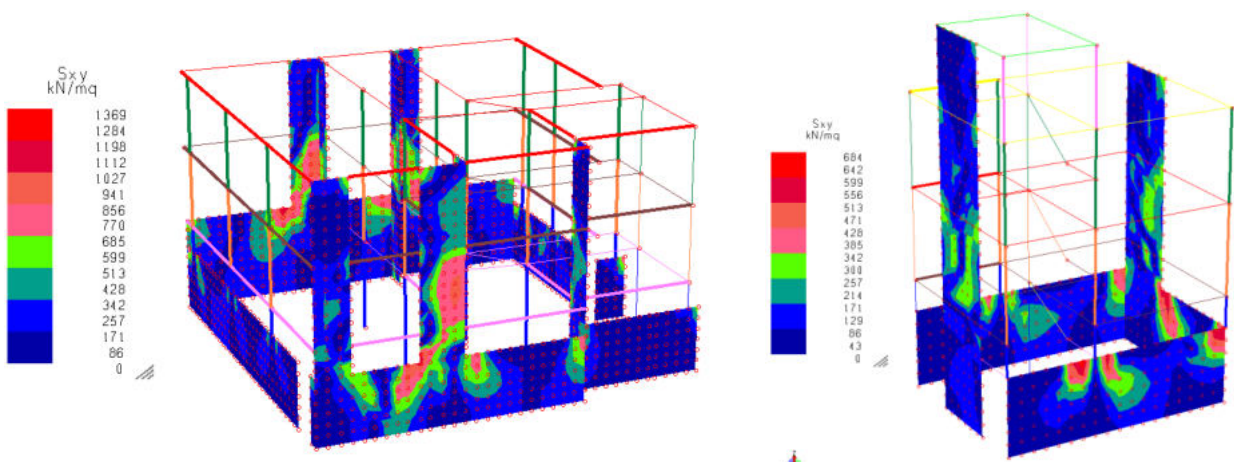


Figura 62 – Involuppo stati tensionali dinamici allo SLV: elementi bidimensionali – Tensione membranale Sxy (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

8.3 VERIFICHE STRUTTURALI IN CONDIZIONI SISMICHE

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono in dipendenza della Classe d'Uso (CU) e nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidità (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Nelle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere "duttili" o "fragili".

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili.

I meccanismi "duttili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato; i meccanismi "fragili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per le verifiche degli elementi strutturali esistenti, ai fini della valutazione delle resistenze degli elementi in c.a., si è fatta una distinzione tra meccanismi duttili (flessione) e meccanismi fragili (taglio), così come indicato dalla norma (cfr. Circolare NTC 2018, §C8.7.2.2.). Il valore di calcolo della resistenza è stato ottenuto dividendo la resistenza media del calcestruzzo e dell'acciaio per il fattore di confidenza ricavato dalla fase di conoscenza (LC2 -> FC=1.20) e, solo nel caso delle verifiche a taglio, anche per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale assunto, rispettivamente per calcestruzzo ad acciaio, pari a $\gamma_c = 1.5$ e $\gamma_s = 1.15$ (cfr. Circolare NTC 2018, §C8.7.2.2.).

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà di calcolo come per le nuove costruzioni.

8.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo per elementi in c.a. (SLV)

8.3.1.1 Verifica a flessione in presenza o in assenza di sforzo normale

In ogni sezione la capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

La domanda a flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura definite dalla norma vigente (cfr. NTC 2018, §2.5.3). La capacità a flessione deve essere valutata come indicato per le analisi in condizioni statiche (cfr. §7.2.1.1) sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame (vedi Fig. 7.4.1).

8.3.1.2 Verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti

Nella letteratura tecnica sono presenti diverse interpretazioni utili alla verifica di resistenza a taglio, queste sono riassumibili nel seguente prospetto (cfr. Manuale MasterSap).

1. $V_{u(\text{taglio})} = \min[(V_{Rsd} + V_{Rd}); V_{Rcd}]$
2. $V_{u(\text{taglio})} = \min[V_{Rsd}; V_{Rcd}]$
3. $V_{u(\text{taglio})} = \min[(V_{Rsd(\cotg\theta=1)} + V_{Rd}); V_{Rcd(\cotg\theta=1)}]$
4. Se $V_{Rsd} \geq [V_{Rsd(\cotg\theta=1)} + V_{Rd}] \rightarrow V_{u(\text{taglio})} = \min[V_{Rsd}; V_{Rcd}]$
Se $V_{Rsd} < [V_{Rsd(\cotg\theta=1)} + V_{Rd}] \rightarrow V_{u(\text{taglio})} = \min[(V_{Rsd(\cotg\theta=1)} + V_{Rd}); V_{Rcd(\cotg\theta=1)}]$

Nel caso delle verifiche in condizioni statiche, per la valutazione del taglio ultimo V_u , si è fatto riferimento all'interpretazione 2, adottando di fatto lo stesso approccio della nuova progettazione (cfr. NTC, §4.1.2.3.5).

Nel caso di verifiche sismiche allo **SLV**, in cui è necessario tener conto dell'effetto di riduzione di resistenza a taglio V_{Rd} in condizioni cicliche, la capacità a taglio è calcolata come espresso a seguire (cfr. C8.7.2.3.5).

La riduzione di resistenza tagliante in condizioni cicliche è calcolata in funzione della duttilità dell'elemento e può essere valutata sulla base di tre contributi dovuti all'entità dello sforzo normale, al calcestruzzo ed all'acciaio, nonché dell'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$. Si evidenzia come tale resistenza in condizioni sismiche cicliche viene valutata nelle sole sezioni di estremità dell'elemento, proprio per la natura della formulazione della resistenza ciclica di seguito esplicitata, mentre nelle restanti sezioni si fa riferimento anche per le condizioni sismiche alla resistenza calcolata come per le situazioni non sismiche.

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(0.5; \mu_{\Delta,pl})) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c A_c + V_w} \right] \right]$$

in cui:

- γ_{el} = 1.15 per gli elementi primari ed 1.00 per gli elementi secondari;
- h è l'altezza totale della sezione;
- x è l'altezza della zona compressa della sezione (profondità dell'asse neutro);
- N è lo sforzo normale di compressione (assunto pari a zero se di trazione);
- L_v è la luce di taglio;
- A_c è l'area della sezione pari a $(b \times d)$ per la sezione rettangolare $\pi D_c^2/4$ per quella circolare (dove $D_c = D - 2c - d_{bw}$, essendo D il diametro della sezione, c il copriferro, d_{bw} il diametro delle staffe);
- f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuta come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corretta sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; per gli elementi sismici primari il valore f_c deve essere ulteriormente diviso per il relativo coefficiente parziale;
- ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;
- V_w è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio definito come segue:
 - sezioni rettangolari: $V_w = \rho_{sx} b_w z f_y$
dove, oltre significato dei simboli già noti, z è il braccio delle forze interne;
 - sezioni circolari: $V_w = \frac{\pi A_{sx}}{2s} f_{yw} (D - 2c)$
- $\mu_{\Delta,pl}$ è la parte plastica della domanda di duttilità pari a: $\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1$ dove μ_{Δ} è la domanda di duttilità espressa come rapporto tra rotazione massima θ_m e la rotazione di plasticizzazione θ_y .

Il valore di tale resistenza a taglio non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a taglio compressione V_{Rcd} valutata utilizzando $\theta = 45^\circ$ ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza media del calcestruzzo divisa per FC e γ_s .

Quando la domanda di duttilità risulta $\mu_{\Delta} < 2$, la resistenza a taglio è data dalla maggiore tra la resistenza a taglio con armatura trasversale per le condizioni non sismiche e la resistenza a taglio ciclica; quando $\mu_{\Delta} > 3$, la resistenza a taglio è quella relativa alle condizioni cicliche. Per le situazioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza tagliante per $\mu_{\Delta} = 2$ e quella per $\mu_{\Delta} = 3$. Per i soli carichi gravitazionali e, in generale, quando $\mu_{\Delta} < 1$, la resistenza può essere calcolata come nel caso degli elementi privi di specifica armatura a taglio. In tale caso si deve verificare che la domanda flessionale non superi la corrispondente capacità al limite elastico in entrambe le direzioni principali della sezione. In condizioni sismiche, un approccio

prudenziale suggerisce che la resistenza a taglio, valutata con riferimento ad elementi non armati a taglio, venga considerata solo per strutture in cui la domanda plastica sia contenuta.

8.3.1.3 Verifica di resistenza dei nodi travi-pilastro

La verifica di resistenza viene eseguita per i nodi trave-pilastro definiti al §7.4.4.3 delle NTC. La verifica viene effettuata sia per la resistenza a trazione diagonale che per quella a compressione diagonale, adottando le seguenti espressioni (cfr. NTC, §C8.7.2.3.5):

- Resistenza a trazione:

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

- Resistenza a compressione:

$$\sigma_{jt} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5f_c$$

dove:

N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore;

V_j indica il taglio agente nel nodo;

A_j rappresenta l'area del nodo, come definito al §7.4.4.3.1 delle NTC.

Per il calcolo del taglio agente V_j possono essere adottate le seguenti espressioni, a seconda che i nodi siano interni o esterni:

- Nodi interni:

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c$$

- Nodi esterni:

$$V_j = A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c$$

dove:

A_{s1} e A_{s2} sono le aree di armatura superiore delle travi convergenti nel nodo;

V_c indica il taglio trasmesso dal pilastro superiore.

8.3.2 Verifica allo stato limite ultimo per elementi in c.a. di nuova progettazione (SLV)

8.3.2.1.1 Verifiche di resistenza

La resistenza di una parete in calcestruzzo armato nei confronti di sollecitazioni di pressoflessione e taglio si valuta per il caso di nuove costruzioni in condizioni statiche e sismiche secondo quanto espresso ai capitoli §a, §7 della norma tecnica NTC 2018. In particolare la norma, come riportato al §7.4.4.5 delle NTC2018, classifica le pareti in funzione della sezione orizzontale come parete *semplice* o *composta* se costituita da uno o più segmenti, ed in funzione del rapporto dimensionale come parete *snella* o *tozza* se il rapporto h_w/l_w è rispettivamente maggiore o minore di 2, dove i termini indicati rappresentano le dimensioni illustrate in Figura 63.

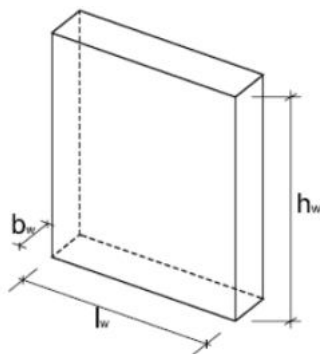


Figura 63 – Sezioni resistenti delle pareti semplici.

Si evidenzia come nel caso in questione le pareti in c.a. si classificano come pareti *semplici e tozze*.

Per la verifica a pressoflessione il rapporto D/C si esplicita in:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

dove M_{Ed} è il valore di progetto del momento agente mentre $M_{Rd}(N_{Ed})$ è il valore del momento resistente corrispondente allo sforzo assiale N_{Ed} .

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.1 tenendo conto, nella determinazione della capacità, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

La valutazione della domanda deve essere condotta tenendo conto dei momenti flettenti come indicato al §7.4.4.5.1 e sintetizzato nella Figura 64, in cui la domanda in termini di momenti flettenti lungo l'altezza della parete (linea c) è ottenuta per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti (linea b) derivante dai momenti forniti dall'analisi (linea a). La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica dissipativa di base).

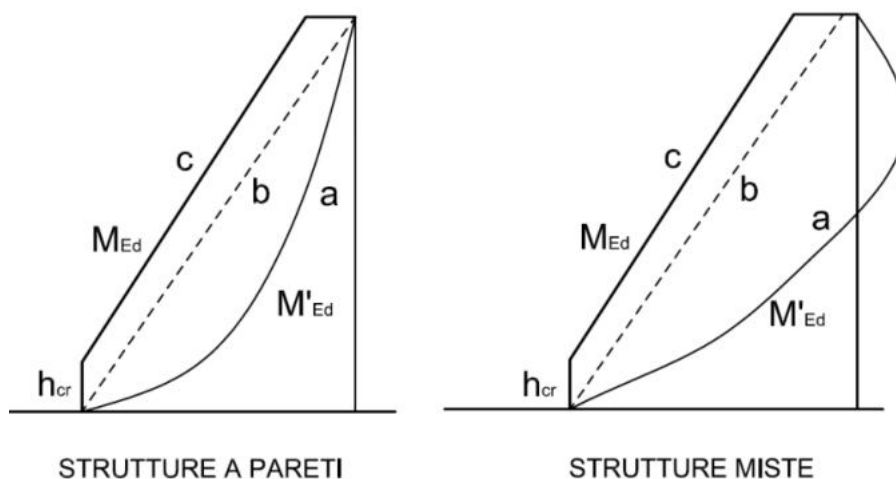


Figura 64 - Traslazione del diagramma dei momenti flettenti per strutture a pareti (cfr. NTC 2018, §7.4.4.5.1, Fig. 7.4.4).

Per la verifica a taglio, riferita ad azioni nel piano in particolare nei confronti delle bielle compresse, il rapporto D/C si esplicita in:

$$\frac{V_{Ed}}{V_u}$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente mentre V_u è il valore del taglio resistente.

La valutazione del taglio resistente è condotta in linea con quanto indicato al §7.4.4.5.1, in particolare è necessario prendere in considerazione:

- Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima in cui la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5;
- Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima in cui il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio α_s ; se $\alpha_s > 2$ la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, altrimenti si utilizzano le espressioni espresse al §7.4.4.5.1.
- Verifica a scorrimento nelle zone dissipative, in cui, sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone dissipative, il taglio agente deve risultare inferiore del taglio scorrimento. $V_{Rd,S}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento, questo è calcolato come somma dei contributi V_{dd} , V_{id} e V_{fd} che rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito.

Per la valutazione della domanda per le pareti si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete, a tal fine, la domanda deve essere incrementata del fattore espressa al §7.4.4.5.1, 7.4.15-7.4.15.

8.3.2.1.2 Verifiche di duttilità

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità che, nel caso di analisi lineare, sia coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3. Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel §7 per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel § 4 della norma tecnica e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo. Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel §7 della norma occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Il presente progetto è stato interamente condotto mediante le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate al §7.4.6 della normativa tecnica NTC 2018.

8.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

Di seguito si riportano le verifiche allo SLV relative agli elementi in calcestruzzo armato quali travi, pilastri, pareti e nodi.

Nel dettaglio, con riferimento agli elementi in calcestruzzo armato, si riportano di seguito in forma grafica le verifiche a pressoflessione e a taglio relative agli elementi a telaio e relative alle nuove pareti in c.a. Si ricorda che per ciascun meccanismo di crisi considerato, qualora gli elementi risultano di colore verde la verifica si intende soddisfatta, al contrario se di colore rosso si intende non soddisfatta la verifica in almeno una delle sezioni costituenti l'elemento.

Si precisa che nelle figure seguenti alcuni elementi shell relativi alle pareti del seminterrato risultano di colore rosso. Seppur non verificati, tali elementi sono stati ritenuti accettabili essendo soggetti a picchi tensionali irrealistici dovuti alla particolare modellazione effettuata. Inoltre, gli elementi beam di colore verde scuro sono elementi che risultano verificati in seguito alla realizzazione di opportuni interventi strutturali, i cui dettagli sono riportati negli elaborati grafici allegati.

In merito alle verifiche condotte per i nodi, queste sono riportate a seguire in forma grafica e in merito si specifica che qualora gli i nodi risultano di colore blu la verifica si intende soddisfatta, al contrario se di colore

rosso si intende non soddisfatta. In quest'ultimo caso sono stati previsti interventi strutturali i cui dettagli possono essere consultati negli elaborati grafici allegati.

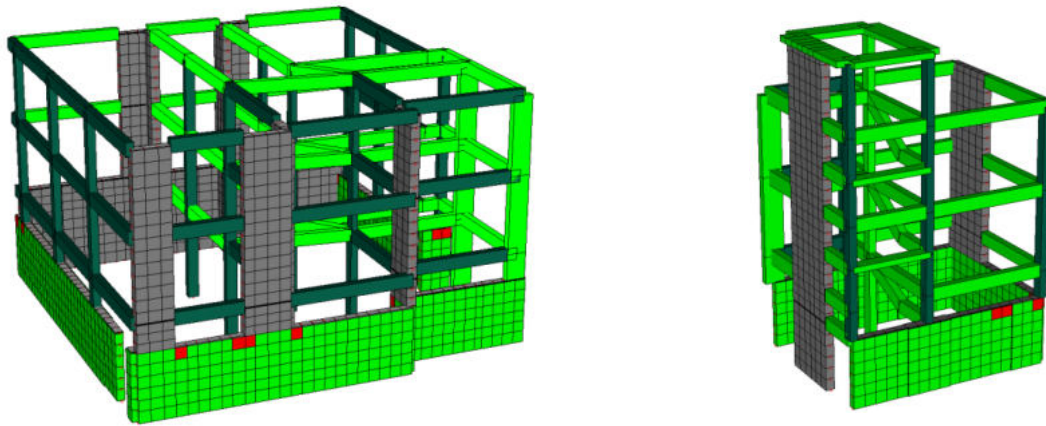


Figura 65 – Verifiche sismiche a pressoflessione allo SLV: elementi in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

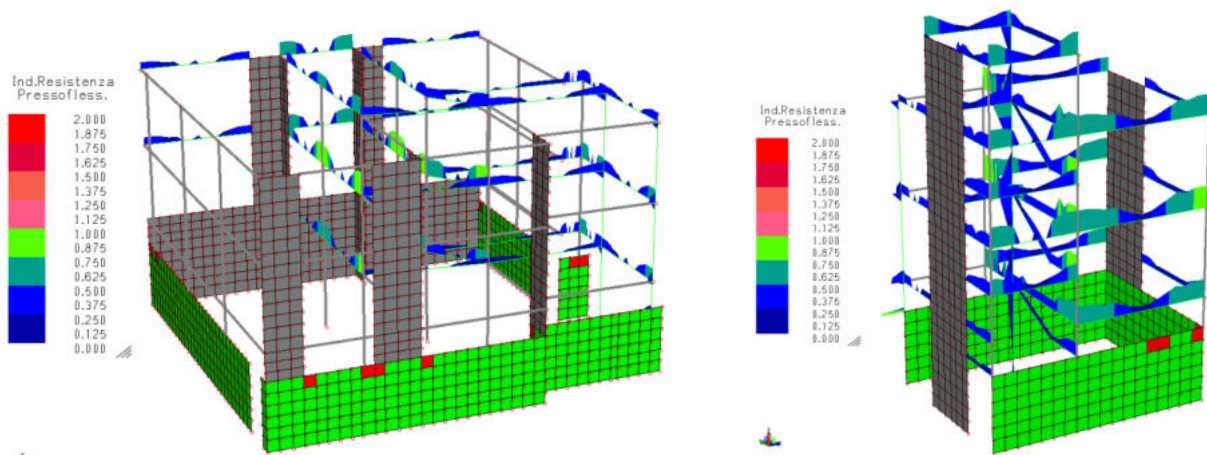


Figura 66 – Verifiche sismiche con indici di resistenza a pressoflessione allo SLV: elementi in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

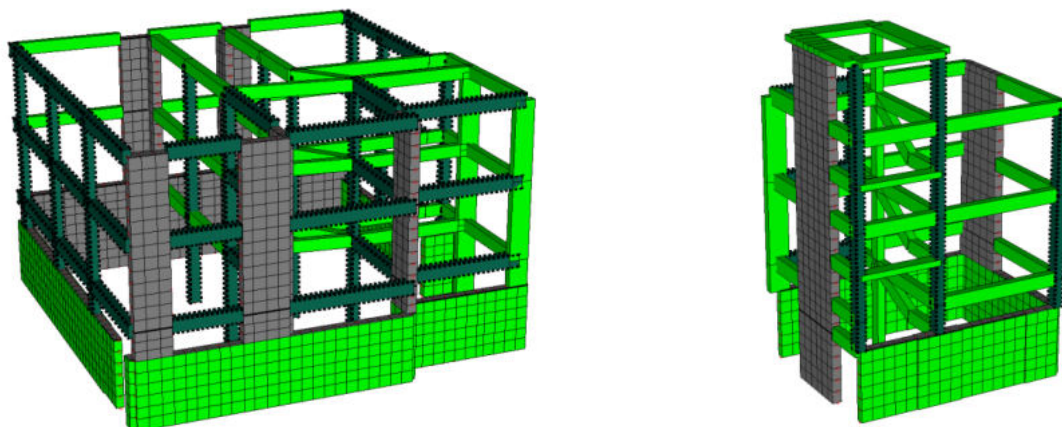


Figura 67 – Verifiche sismiche a taglio allo SLV: elementi in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

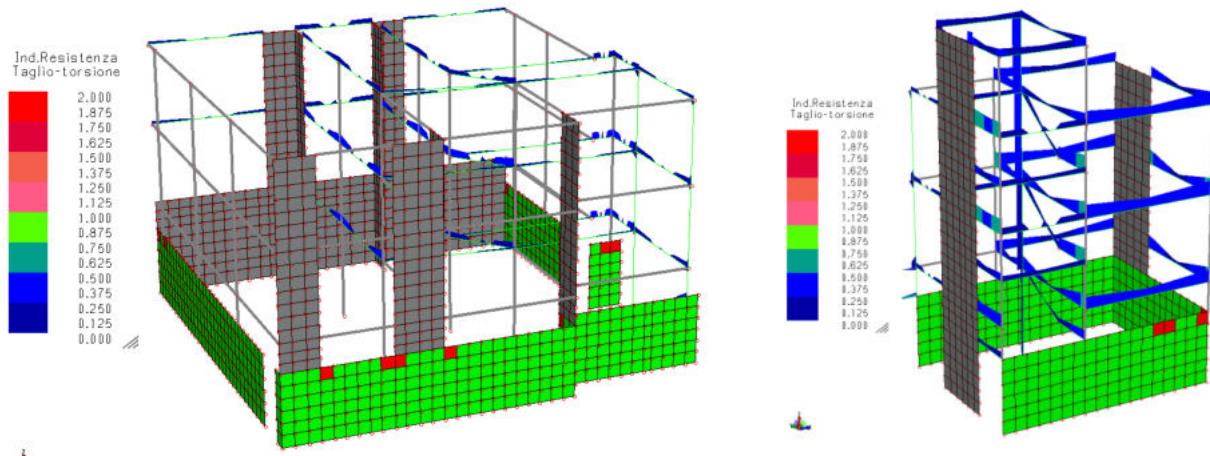


Figura 68 – Verifiche sismiche con indici di resistenza a taglio allo SLV: elementi in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

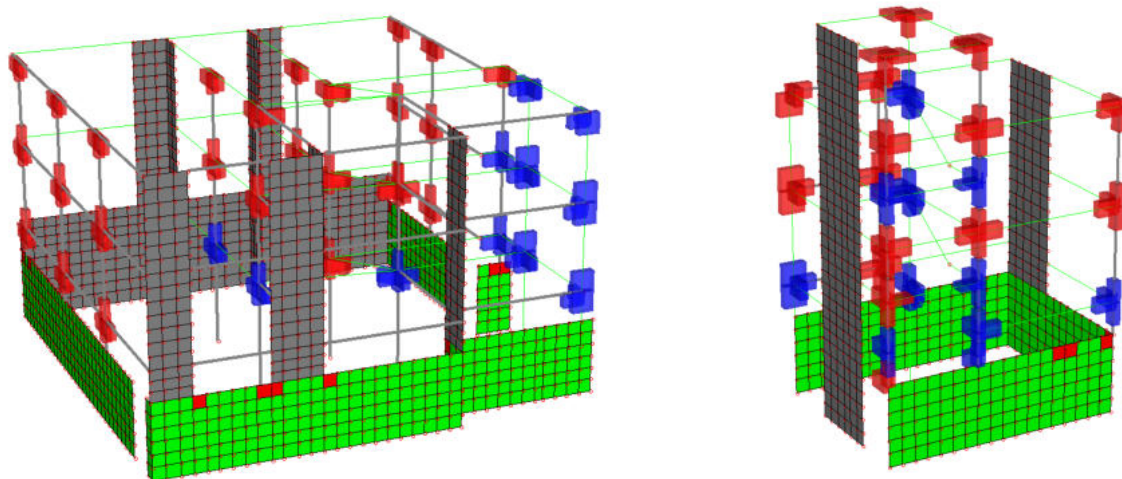


Figura 69 - Verifiche sismiche in vista unifiare: nodi trave-parete in c.a (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

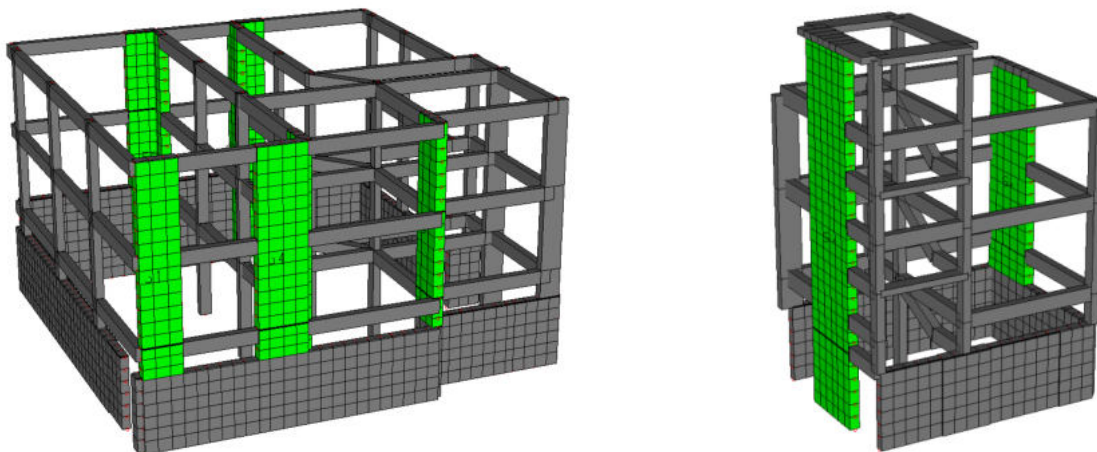


Figura 70 – Verifiche sismiche in vista estrusa: elementi parete in calcestruzzo armato (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO).

8.5 RISULTATI INTERVENTO DI RINFORZO DELLA SOLETTA IN C.A.

Per garantire una adeguata connessione tra il solaio e le nuove pareti in c.a. è stato necessario prevedere un intervento di scarifica di circa 2 cm della soletta in c.a., localizzata in corrispondenza del perimetro di ogni solaio del corpo grande. Successivamente, è stata prevista la posa di ulteriore armatura, in aggiunta a quella già presente rilevata dai grafici originari del progetto strutturale ed il successivo getto in c.a. dello spessore di circa 3 cm.

Di seguito si riportano, per ogni impalcato, le zone interessate dall'intervento e i quantitativi di armatura aggiuntiva, necessari al soddisfacimento delle verifiche.

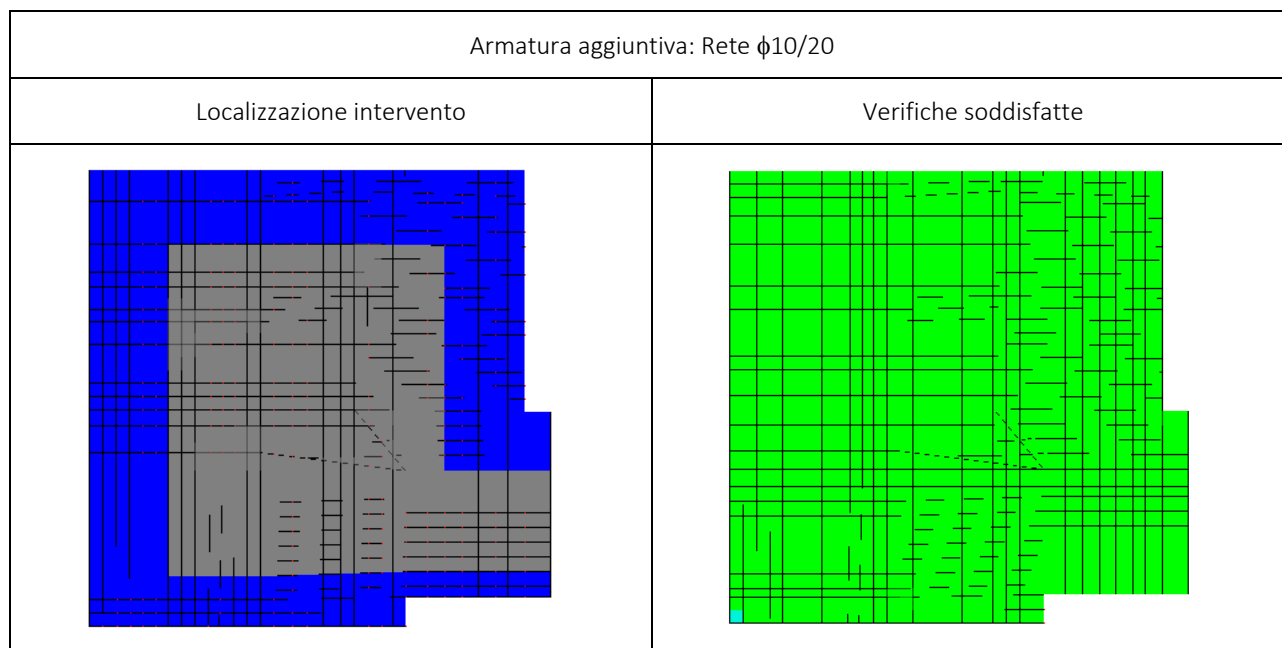


Figura 71 - Intervento soletta in c.a. primo impalcato

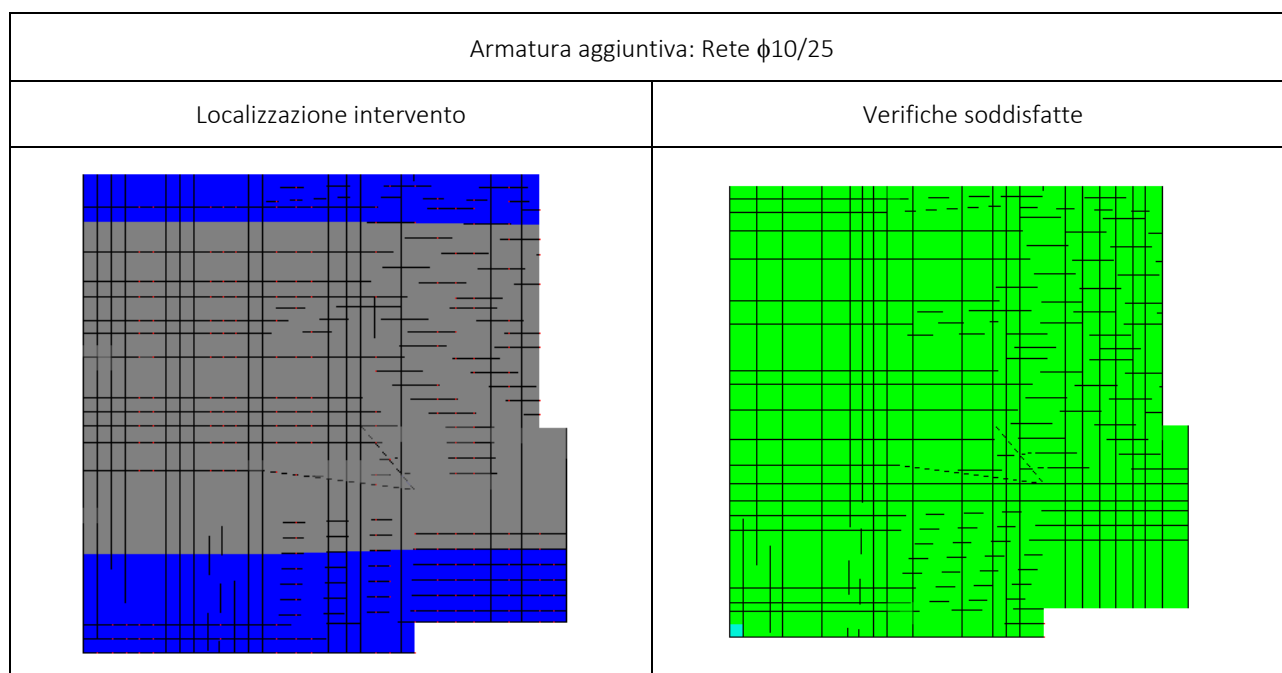
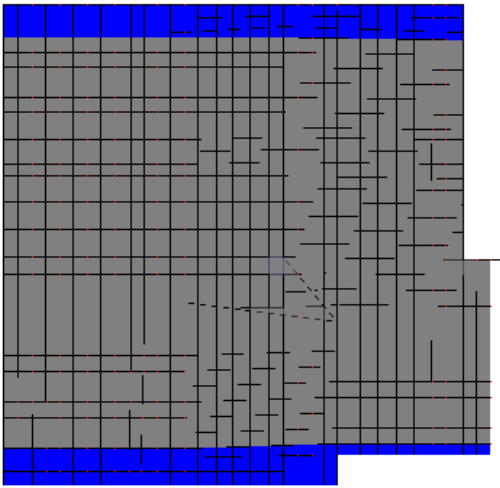
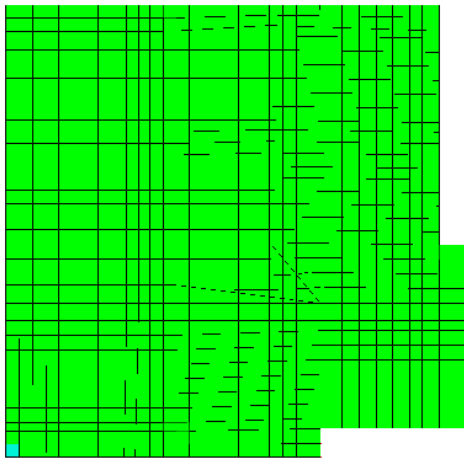


Figura 72 - Intervento soletta in c.a. secondo impalcato

| Armatura aggiuntiva: Rete $\phi 10/25$ | |
|---|--|
| Localizzazione intervento | Verifiche soddisfatte |
|  |  |

Per maggiori dettagli in merito alla distribuzione dell'intervento si rimanda alle tavole grafiche allegate.

8.6 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI MARTELLAMENTO

Il fenomeno del martellamento strutturale è generato dalla differente risposta dinamica di due costruzioni adiacenti all'accelerazione del suolo, in termini di spostamento orizzontale.

Due costruzioni, sottoposte alla stessa accelerazione del suolo, avranno una risposta temporale in termini di spostamento diversa in funzione della propria massa e rigidezza. Questo può portare a generare urti e collisioni fra i punti di costruzioni adiacenti.

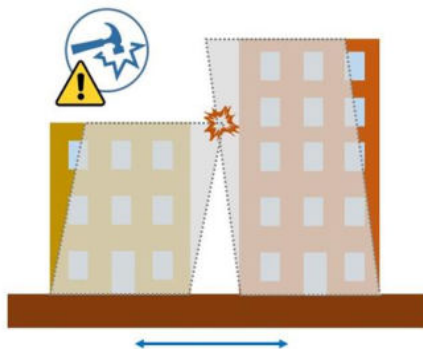


Figura 73 - Rappresentazione fenomeno del martellamento

Per evitare tale fenomeno è importante prevedere un giunto strutturale fra due costruzioni contigue. Nel caso in esame è stato previsto un giunto sismico pari a 5cm.

Nel seguito viene esposto la verifica del giunto ai sensi delle NTC2018.

La verifica di martellamento tra i corpi strutturali sismicamente indipendenti (Corpo Piccolo e Corpo Grande) è stata eseguita considerando i punti di controllo rappresentati in modo indicativo nella seguente figura.

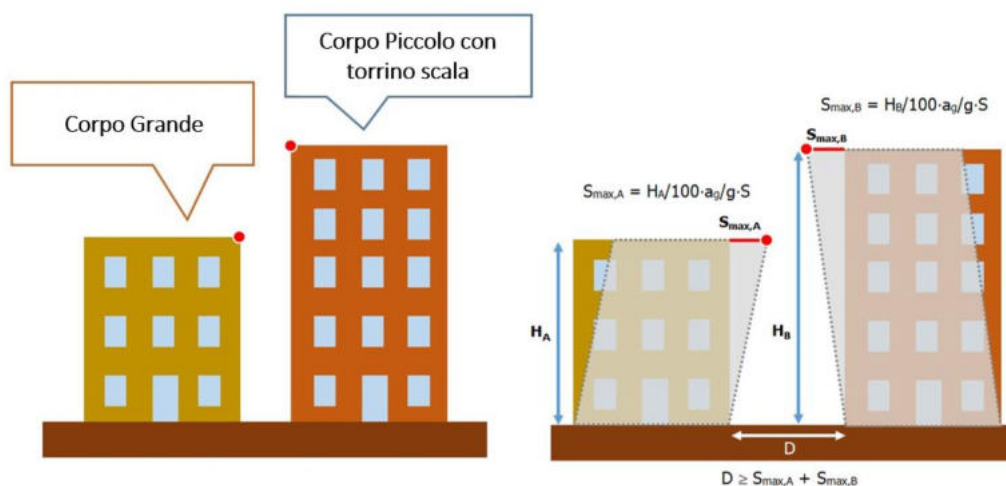


Figura 74 - Rappresentazione punti di controllo

Affinchè la verifica al martellamento sia soddisfatta, la distanza reciproca fra i due corpi deve essere maggiore o uguale alla somma degli spostamenti orizzontali massimi calcolati con la formula semplificata seguente:

$$S_{max} = H/100 \cdot a_g/g \cdot S \quad (\text{par. 7.2.1 - NTC2018});$$

dove:

- S_{max} = spostamento massimo della singola costruzione;

- H = altezza della costruzione, misurata dallo spiccato della fondazione o dalla sommità della fondazione scatolare rigida (in caso di piano interrato);
- ag/g = accelerazione di picco al suolo allo SLV, espressa in frazioni di g (g = accelerazione di gravità);
- S = coefficiente di amplificazione che tiene conto dell'amplificazione topografica e stratigrafica ($S = S_S \cdot S_T$).

Lo spostamento massimo S_{max} deve essere calcolato per entrambi i corpi in cui è suddiviso l'edificio, quindi:

- $S_{max,C. Grande} = H_{C. Grande} / 100 \cdot ag/g \cdot S$;
- $S_{max,C. Piccolo} = H_{C. Piccolo} / 100 \cdot ag/g \cdot S$.

La somma dei due spostamenti massimi ottenuti sarà la distanza minima fra le due costruzioni, quindi:

$$D \geq S_{max,C. Grande} + S_{max,C. Piccolo}$$

Si riportano di seguito i risultati del calcolo:

| Corpo | $S \cdot a_g/g$ | H | S_{max} | D = D_{min} |
|----------------|-----------------|------|-----------|---------------|
| | [-] | [m] | [cm] | [cm] |
| Grande | 0.178 | 7.50 | 1.33 | 3.11 |
| Piccolo | | 10.0 | 1.78 | |

Di seguito si riportano i risultati degli spostamenti ottenute dalle analisi effettuate sui modelli tridimensionali per entrambi i corpi, dai quali si possono riscontrare valori del tutto corrispondenti a quelli ottenuti dal calcolo precedente.

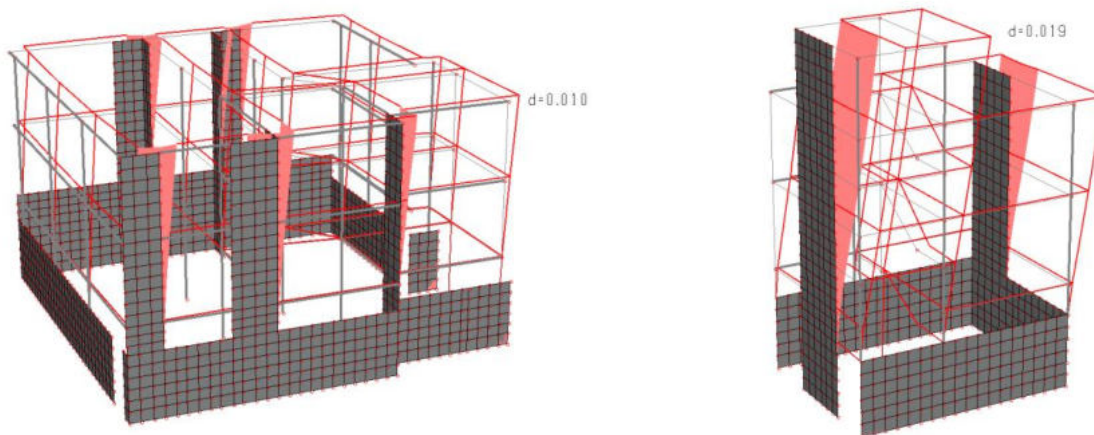


Figura 68 - Spostamenti ottenuti dall'analisi (CORPO GRANDE – CORPO PICCOLO)

Essendo la somma degli spostamenti dei due corpi pari a circa 3cm ed avendo considerato un'ampiezza del giunto sismico pari a 5cm, la verifica al martellamento risulta ampiamente verificata.

9 VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI ELEMENTI SECONDARI

In base a quanto riportato al §7.2.3 delle vigenti NTC 2018, anche gli elementi non strutturali vanno verificati per evitare che gli stessi provochino danni a persone.

Nel caso degli elementi di tamponatura dunque va verificato che non siano soggetti a ribaltamenti fuori piano in presenza di azioni sismiche corrispondenti a ciascuno degli stati limite considerati. Nello stesso paragrafo sopra citato, la norma fornisce le formulazioni per valutare gli effetti dell'azione sismica (eq. 7.2.1), ma non fornisce alcun elemento riguardo la determinazione della resistenza dell'elemento da verificare.

Nel caso in esame è stata adottata la modalità di verifica con meccanismo ad arco con degrado di resistenza.

È un metodo sviluppato dal Dipartimento ICEA - Università degli Studi di Padova sulla base dei risultati di un progetto di ricerca sperimentale, il quale ha permesso di identificare il meccanismo di rottura e di tararne le formule progettuali, considerando anche la riduzione di resistenza fuori piano dovuta al danneggiamento subito dalla tamponatura stessa per deformazioni nel piano.

Il meccanismo resistente, coerente con le risultanze sperimentali, è il meccanismo ad arco (Figura 75, sx) ampiamente conosciuto e documentato in ambito internazionale, proposto anche nell'Eurocodice 6. Il degrado della resistenza fuori-piano in funzione dello spostamento nel piano è stato investigato tramite apposite prove combinate nel-piano e fuori-piano, i cui risultati hanno permesso di giungere alla definizione e calibrazione di un coefficiente di riduzione (β_a) da utilizzare nella formulazione del meccanismo resistente ad arco (Figura 75, dx).

La resistenza fuori piano sviluppata dalla tamponatura viene calcolata in termini di pressione laterale con la seguente formula:

$$p_R = 0,72 \beta_a f_d (t / h)^2$$

f_d , resistenza a compressione di progetto della tamponatura;

t , spessore della tamponatura;

h , altezza della tamponatura;

β_a , coefficiente riduttivo che considera il danneggiamento nel piano della tamponatura.

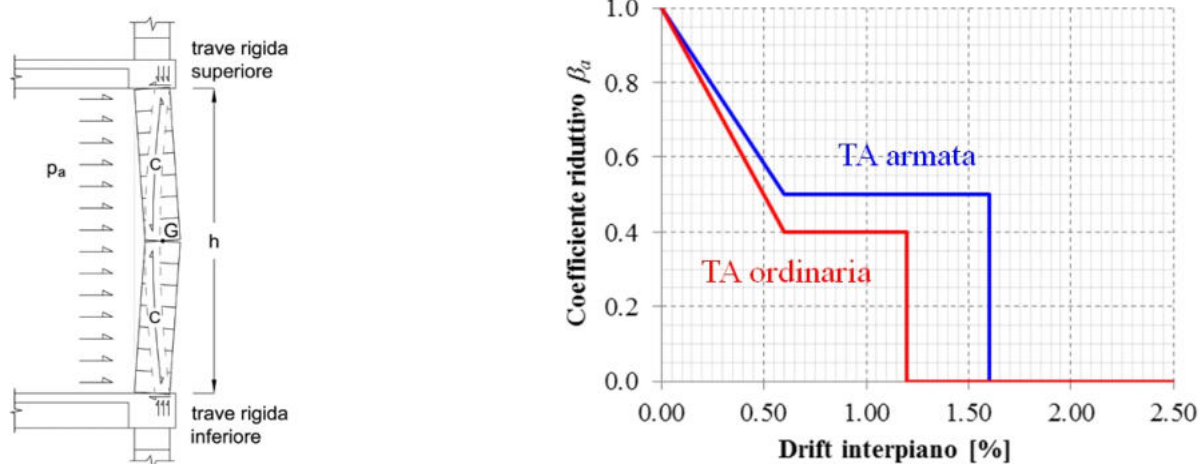


Figura 75 - Schema di meccanismo ad arco e Coefficiente di riduzione della resistenza fuori-piano in funzione dello spostamento nel-piano

La verifica con meccanismo ad arco con degrado, confronta le pressioni sollecitanti (p_a) indotte dal sisma, con le pressioni resistenti (p_R) che la tamponatura sviluppa attraverso il meccanismo ad arco, considerando il degrado di resistenza dovuto al danneggiamento nel piano della tamponatura.

Il valore da assegnare al coefficiente riduttivo β_a si ottiene dal modello semplificato tarato sulla base dei dati sperimentali, riportato in Figura 75 (dx), a seconda che la tamponatura venga messa in opera nella configurazione ordinaria o nella configurazione armata.

Il drift interpiano da impiegare per ricavare il coefficiente β_a può essere quello massimo riscontrato sul piano del fabbricato al quale si intende svolgere la verifica delle tamponature e può essere ricavato svolgendo un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta sul telaio nudo (la determinazione del drift interpiano si ottiene amplificando gli spostamenti dell'analisi lineare con la duttilità secondo quanto indicato al §7.3.3.3 delle NTC 2018).

Di seguito si riporta la verifica effettuata per la condizione più gravosa, ovvero per una tamponatura senza presenza di vuoti e posta all'ultimo piano dell'edificio.

Localizzazione della struttura:

Comune: SCAFATI

Provincia: SALERNO

Regione: CAMPANIA

Coordinate: Lat. 40.7490 N, Long. 14.5270 E

Dati di progetto:

Classe d'uso: III

Categoria del suolo: B ($S_s = 1.20$)

Categoria topografica: T1 ($S_t = 1.00$)

Altezza dell'edificio $H = 1000.0$ cm

Periodo proprio dell'edificio $T_1 = 0.235$ s

Fattore di struttura $q_a = 2.00$

Caratteristiche della parete:

Tamponatura

Muratura per tamponatura in elevazione di spessore pari a 30.0 cm, realizzata con blocchi in laterizio alleggerito, assemblati con malta cementizia classe M10.

Resistenza caratteristica a compressione $f_k = 50.00$ daN/cm²

Resistenza di progetto a compressione $f_d = 25.00$ daN/cm²

Massa volumica = 0.00150 kg/cm³

Modulo elastico $E_m = 25000.0$ daN/cm²

Le verifiche vengono effettuate su una striscia di parete larga un metro, perciò le dimensioni dell'elemento risultano:

altezza tamponatura $h = 275.0$ cm, larghezza $L = 100.0$ cm, spessore $t = 30.0$ cm

Quota del baricentro dell'elemento $Z = 575.0$ cm

Peso elemento non strutturale $W_a = 1237.50$ daN

Periodo proprio della parete $T_a = 0.043$ s

Azioni sismiche per combinazioni SLV:

$A_g = 0.152$ g, $F_o = 2.483$, $T_c^* = 0.379$ s

Accelerazione massima

$T_1 < 0.5$ s $\Rightarrow a = 0.8$, $b = 1.4$, $a_p = 5$

$T_a < a T_1$

$S_a = \alpha S (1 + Z / H) [a_p / (1 + (a_p - 1)(1 - T_a / a T_1)^2)] = 0.428$

Forza sismica orizzontale agente nel baricentro dell'elemento strutturale:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a = 264.73$$

Pressione sulla parete causata dall'azione sismica.

$$p_a = F_a / (h L) = 0.0096 \text{ daN/cm}^2$$

Coef. riduttivo per tener conto del danneggiamento del piano dipendente dallo spostamento, ottenuto sperimentalmente, per murature non armate: $\beta_a = 0.95$ con drift di interpiano = 0.05 %

Pressione resistente del meccanismo ad arco.

$$p_r = 0,72 \beta_a f_d (t / h)^2 = 0.2035 \text{ daN/cm}^2 > p_a \text{ Ok}$$

10 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2)

Il sottoscritto Cervone Arturo, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

10.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Per il calcolo di elementi *Beam* e *Shell* si utilizza il metodo degli elementi finiti. Il generatore di mesh permette di utilizzare elementi triangolari o quadrangolari, anche a deformabilità tagliante.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi dinamica lineare secondo le disposizioni del DM 17/01/2018. Al fine di considerare gli effetti dovuti alle non linearità vincolari e alle diverse fasi costruttive, le analisi saranno condotte mediante fattore di comportamento $q=1.50$.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

10.2 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

| | |
|------------|------------------------|
| Titolo | MasterSap |
| Versione | 2022 R2 |
| Produttore | A.M.V s.r.l. |
| Utente | FMC ENGINEERING S.R.L. |
| Licenza | 410545700 |

10.3 AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

10.4 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma grafica. Per il dettaglio dei risultati in forma tabellare si rimanda ai tabulati a corredo del presente progetto.

10.5 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

10.6 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Sono stati inoltre eseguiti tutti i controlli atti ad impedire che il modello strutturale venisse affetto dai più comuni errori di modellazione quali: sovrapposizioni nodali, duplicazioni congenite di elementi finiti coincidenti, labilità interne, equilibri instabili delle soluzioni numeriche.

Infine, a valle dell'analisi, sono stati eseguiti dei controlli sull'equilibrio globale del complesso strutturale confrontando il peso complessivo dell'intero organismo strutturale, con le reazioni vincolari fornite dal modello numerico agli elementi finiti.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Napoli, 24 marzo 2023

Il Progettista

