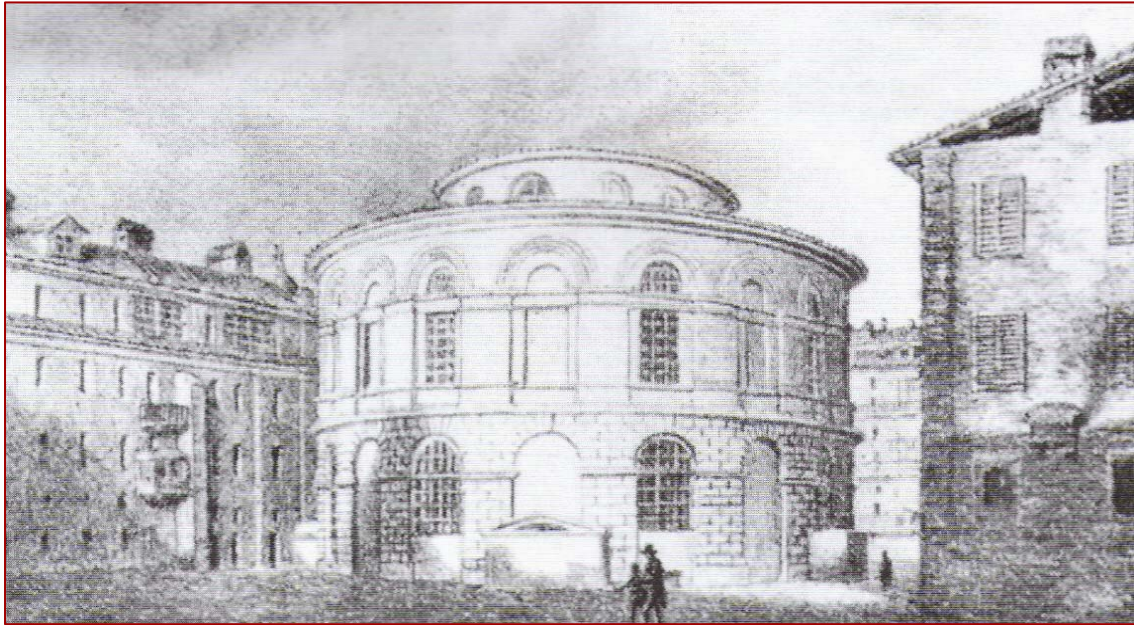




CITTA' DI TORINO

Direzione Servizi Tecnici per l'Edilizia Pubblica
Servizio Edilizia per la Cultura



Opere di recupero e risistemazione della Rotonda del Talucchi al fine del suo riutilizzo a scopo didattico/culturale – FASE I

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE STRUTTURALI RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GLOBALI

| | |
|--|----------------------------------|
| Progettista per le opere architettoniche e di restauro: | Arch. Angela FUSCO |
| Progettista per le opere strutturali: | Ing. Elena GRILLONE |
| Progettista per le opere impiantistiche: | Ing. Alfonso FAMA' |
| Progettista per gli aspetti della prevenzione incendi: | Ing. Fabrizio PASSANTINO |
| Progettista per le opere della sicurezza: | Geom. Gianni CHIAMBERLANDO |
| Supporto tecnico al progetto per gli aspetti architettonici | Arch. Manuela CASTELLI |
| Supporto tecnico al progetto per gli aspetti strutturali | Ing. Dario TIBONE |
| Collaboratore per le opere architettoniche: | Geom. Bartolo SAULLO |
| Collaboratore per le opere strutturali: | Geom. Luigi BALICE |
| Collaboratore per verifiche sullo stato di fatto, rilievi e per le opere di restauro: | Geom. Paolo COPPARONI |
| Collaboratore per le descrizioni capitolari e dettagli costruttivi: | Geom. Claudio MASTELLOTTO |
| Collaboratori per le opere impiantistiche: | P.I. Francesco FERRARI |
| | P.I. Maurizio GENOVESE |
| Collaboratore per le ricerche storico-artistiche: | Dott.ssa Maria Paola SOFFIANTINO |
| Supporto specialistico al progetto per la redazione della scheda di restauro: | Dott.ssa Barbara RINETTI |

Responsabile di Procedimento e
Dirigente del Servizio Edilizia per la Cultura

Arch. Rosalba STURA

Novembre 2015

**OPERE DI RECUPERO E RISISTEMAZIONE DELLA ROTONDA DEL
TALUCCHI AL FINE DEL SUO RIUTILIZZO A SCOPO
DIDATTICO/CULTURALE – FASE I**

RELAZIONE DI CALCOLO – VERIFICHE GLOBALI

SOMMARIO

| | |
|--|-----------|
| 1 DESCRIZIONE DELL'OPERA..... | 1 |
| 1.1 UBICAZIONE E DESTINAZIONE D'USO ATTUALE..... | 1 |
| 1.2 CENNI STORICI | 1 |
| 1.3 ASSETTO E STATO DI CONSERVAZIONE DELL'EDIFICIO | 2 |
| 1.4 ASSETTO E STATO DI CONSERVAZIONE DELL'EDIFICIO | 2 |
| 2 LEGISLAZIONE DI RIFERIMENTO | 5 |
| 3 MATERIALI COSTITUENTI L'EDIFICIO | 6 |
| 3.1 MURATURE | 6 |
| 3.2 CALCESTRUZZO | 7 |
| 3.3 ACCIAIO DI ARMATURA | 8 |
| 4 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E DATI SISMICI | 9 |
| 4.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PER IL PROGETTO DEFINITIVO | 9 |
| 4.2 PROVA MASW E CARATTERIZZAZIONE SISMICA | 10 |
| 5 MODELLO STRUTTURALE DI CALCOLO | 12 |
| 5.1 CARATTERISTICHE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO | 12 |
| 5.2 ARTICOLAZIONE DEL MODELLO FEM | 15 |
| 5.3 ANALISI DEI CARICHI STATICI E SISMICI | 19 |
| 5.3.1 ANALISI SISMICA - STATICA LINEARE (NTC 2008)..... | 20 |
| 5.3.1 ANALISI DINAMICA | 21 |
| 6 VERIFICHE MURATURE EFFETTUATE SULL'ESISTENTE (MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI INTERMEDI) | 28 |
| 6.1 SLU SENZA SISMA..... | 28 |
| 6.2 INVILUPPO SLU+SISMA X E SLU + SISMA Y | 28 |
| 7 VERIFICHE CON INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO (MODELLO CON LIVELLI RIGIDI)..... | 29 |
| 7.1 DEFORMAZIONI | 30 |
| 8 COEFFICIENTI DI SICUREZZA MURATURE E DIAGRAMMI TENSIONI PRINCIPALI | 31 |
| 7.1 DEFORMAZIONI | 30 |
| 9 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI..... | 86 |
| 10 VERIFICA ELEMENTI IN C.A. | 88 |

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.

1.1. UBICAZIONE E DESTINAZIONE D'USO ATTUALE.

L'edificio denominato "Rotonda del Talucchi", oggetto della presente relazione, fa parte del complesso architettonico dell'Accademia Albertina di Belle Arti e sorge nel cortile interno all'isolato formato dalle vie Accademia Albertina, Principe Amedeo, San Francesco da Paola e via Po, in quello che il catalogo *Beni culturali ambientali nel Comune di Torino* (1984), curato dal Dipartimento Casa-Città del Politecnico di Torino, individua come "complesso di San Francesco da Paola" dall'antica presenza dell'omonimo convento con annessa chiesa, in seguito trasformato appunto in accademia di belle arti.

Come parte integrante dell'Accademia, l'edificio al momento attuale ospita alcune attività didattiche ad essa connesse, quali ad esempio il laboratorio di scenografia, ma viene anche utilizzato come deposito di attrezzature di supporto. Ai fini di conservare ed ampliare l'utilizzazione didattica dei locali della Rotonda, come laboratori con annessi spazi di servizio e un'adeguata dotazione di servizi igienici, il riferimento per la definizione dei carichi di progetto è dato dal D.M. 18 dicembre 1975 per l'edilizia scolastica (si veda il paragrafo 5.3 a pag. 13 con l'analisi dei carichi).

1.2. CENNI STORICI.

Secondo il già citato volume dei *Beni culturali ambientali nel Comune di Torino*, la chiesa dedicata a San Francesco da Paola, iniziata nel 1632, preesisteva all'ampliamento verso il Po previsto dal piano di Amedeo di Castellamonte intorno al 1670, ma assieme al convento adiacente fu incorporata proprio in occasione del suddetto ampliamento nel volume regolare dell'isolato attuale. Nella prima metà del XIX secolo (1823-1826) il convento venne trasformato in Collegio delle Provincie e si edificarono in aggiunta la Scuola di Latinità, ossia la Rotonda progettata dal Talucchi (1826-1828), e quella di Chimica poi distrutta. Nel 1833 il complesso passò alla Regia Accademia di Belle Arti per volere di Carlo Alberto, di modo che i corsi prima dispersi avessero finalmente un'unica sede; l'incarico di adeguamento dell'edificio fu affidato ad Ernest Melano.

Gli interventi di Giuseppe Talucchi (1782-1863) nell'isola di San Francesco da Paola, iniziati intorno al 1823, relativi alla nuova facciata sulla Contrada della Posta (ora via Accademia Albertina) e alla sistemazione degli spazi interni del convento, si resero necessari in seguito alla soppressione del Collegio delle Provincie e all'assegnazione di parte degli edifici ai Regi Collegi per le facoltà universitarie di Teologia, Legge, Medicina, Chirurgia e Lettere, sotto la direzione dei Gesuiti. Nelle cronache di Antonio Milanese, tali interventi risultano pressoché ultimati nel 1826; a ridosso di questa data, e comunque prima del 1828, fu realizzato, su suo progetto, un edificio per la Scuola di Latinità: la Rotonda, collocata nel cortile delimitato dalle vie San Francesco da Paola, contrada d'Angennes, contrada della Posta e, a nord, dal lato meridionale del chiostro del convento di San Francesco da Paola. Non si sono trovati i disegni originali della Rotonda, ma solo due tavole di progetto per il portale della Scuola di Latinità verso la contrada d'Angennes; la paternità del progetto è confermata però da alcune fonti indirette (note dell'architetto medesimo, litografie illustrative della produzione architettonica del Talucchi a Torino, cronache dell'epoca).

L'edificio nacque dunque con una destinazione scolastica, che renderebbe ragione delle particolari caratteristiche compositive: la pianta rotonda è suddivisa al piano terreno in dieci spicchi, uno dei quali accoglie le scale, tutti comunicanti con una sala centrale a sua volta rotonda; essa doveva probabilmente assolvere a funzioni di controllo degli insegnanti sugli allievi suddivisi nelle varie classi. Al secondo piano la pianta è strutturata in modo analogo in una metà, mentre la restante è priva di tramezzature e le lesene della sala centrale diventano colonne libere, così da creare un palco per l'aula magna. L'organizzazione dello spazio all'interno dell'edificio presenta un'analogia molto marcata con il modello del *Panopticon* proposto nel 1786 dal giurista Jeremy Bentham e oggetto di un dibattito internazionale sugli edifici per l'assistenza pubblica e la carcerazione;

Talucchi era a conoscenza di tale dibattito essendone stato direttamente interessato in occasione dei progetti dell'ospedale di San Luigi (1819) e del Manicomio (1828). La soluzione proposta da Bentham consisteva in un edificio circolare nel quale l'anello esterno era suddiviso in spicchi in cui dovevano trovare alloggio le celle per i reclusi, le camere per i degenti o le aule scolastiche e la sala interna che doveva accogliere i sorveglianti.

L'edificio del Talucchi, progettato fin dall'inizio come edificio scolastico, ospitò la Scuola di Latinità che, dopo la riforma Casati del 1859, divenne il Reale Ginnasio; in seguito, mantenne la destinazione a uso scolastico, anche per altri ordini di scuole; nel 1910, infine, l'edificio – che era di proprietà del Demanio dello Stato – fu ceduto al Comune di Torino e ospitò le civiche scuole elementari *Vincenzo Troya* e la scuola Serale di Commercio fino all'inizio degli anni Trenta. Nel 1931, liberato lo stabile dalle residue classi elementari, il Comune e la Presidenza della Regia Accademia di Belle Arti presero accordi per utilizzare la Rotonda come ampliamento dell'Accademia stessa, ma il progetto subì una battuta d'arresto e per tutti gli anni Trenta le associazioni e gli enti legati al regime fascista che a titolo diverso occupavano alcuni locali della costruzione continuarono ad ottenere proroghe per restare nelle loro sedi. Uno di essi, il gruppo rionale fascista "Mario Gioda", fece edificare tra il 1942 ed il 1944 un rifugio antiaereo sotto parte della Rotonda, parte del cortile e parte dello stabile dell'Accademia (esistente ancora oggi).

Durante l'ultimo conflitto l'isolato di San Francesco da Paola venne danneggiato dai bombardamenti che colpirono duramente via Po. L'edificio dell'Accademia Albertina, secondo il rilevatore dei danni, risulta essere stato almeno due volte colpito dai bombardamenti: la prima volta nella notte dell'8 dicembre del 1942, da aerei della RAF, con bombe di grosso e grossissimo calibro e una seconda volta il 13 luglio del 1943, sempre di notte, probabilmente con la stessa tipologia di bombe. L'edificio fu sinistrato in tre dei quattro o cinque piani che componevano le sue parti, mentre la chiesa subì lievi danni. Anche la Rotonda venne colpita: il bombardamento dell'8-9 dicembre 1942 distrusse parzialmente l'ultimo piano e danneggiò il primo piano dell'edificio. Nel 1944 fu effettuata una sistemazione provvisoria di tetti e pavimenti mentre risalgono agli anni Cinquanta i lavori eseguiti dal Genio Civile per il ripristino funzionale dell'edificio e una serie di interventi per la sistemazione del piano terreno della Rotonda per il Servizio Imposte di Consumo. I locali vennero infatti assegnati al tale servizio che adibì il piano terreno a magazzino del materiale, a deposito delle merci sequestrate e a deposito delle motociclette in dotazione agli agenti. I disegni della *Ripartizione I Lavori Pubblici*, datati 30 maggio 1962, testimoniano la diversa destinazione dei vari piani: il piano terreno agli uffici del Servizio Imposte di Consumo per autorimessa e magazzini, il primo e il secondo piano alla Scuola di scenografia. A seguito dei suddetti interventi di riparazione dei danni bellici, la parte sommitale della Rotonda (soletta del piano sottotetto e travi di copertura) è stata ricostruita in calcestruzzo armato, determinando così l'attuale assetto di struttura mista in muratura e c.a. caratterizzante l'edificio.

Nel 1979 l'Accademia Albertina chiese in affitto al Comune la Rotonda, dopo averla ristrutturata per accogliere al piano terreno le scuole di grafica; al primo piano le scuole di scenografia e un piccolo teatro sperimentale; al secondo piano, creando un soppalco, la scuola di decorazione e al terzo piano, ristrutturando la soletta, la scuola di modellistica con annesso laboratorio per scenografia e decorazione. Il seminterrato, invece, di proprietà demaniale, sarebbe stato messo a disposizione dall'Accademia al Comune per le vetture di servizio. Conseguentemente nel 1982-1984 l'edificio fu interessato dai lavori di manutenzione straordinaria a cura della *Ripartizione II Edilizia Scolastica* che comportarono il rifacimento del manto di copertura e dei pluviali, le tinteggiature interne di aule e corridoi, la riparazione dei serramenti esterni e delle porte interne, il rifacimento dei pavimenti e il rinforzo della scala. Tale scala, formata da pianerottoli voltati su cui poggiano i vari archi rampanti costituenti le rampe, venne sottoposta nel 1983 a verifiche statiche che portarono a definire un sovraccarico accidentale massimo pari a 250 daN/mq; al fine di adeguare detto carico ai 400 daN/mq indicati dal D.M. 18 dicembre 1975 per l'edilizia scolastica, fu

predisposto un articolato schema di rinforzo con putrelle di ferro collocate all'intradosso degli archi e sostenute da quattro nuovi pilastri metallici collocati nella tromba dello scalone.

Nel 1986 i Vigili del Fuoco dichiararono il piano terreno inidoneo all'utilizzo come autorimessa e, dal 1988 la Rotonda venne assegnata completamente all'Accademia Albertina, che utilizzò alcuni spazi anche per il Liceo Artistico. Nuovi interventi vennero effettuati tra il 1995 e il 1998 e comportarono il ripristino della copertura, degli intonaci ammalorati, del cornicione, la sostituzione dei vetri dei lucernari con vetri retinati e successivamente la progettazione e la sostituzione di tutti i serramenti esterni.

Da ultimo, nel 2014 il Servizio Edilizio per la Cultura del Comune di Torino ha predisposto il progetto definitivo per opere di recupero e risistemazione della Rotonda al fine di riutilizzarla per finalità didattico-culturali, tenendo conto che l'edificio è sempre affidato in concessione all'Accademia Albertina. Il presente lavoro si pone lo scopo di analizzare tramite il calcolo strutturale agli elementi finiti il comportamento della struttura mista esistente agli stati limite ultimi statici e sismici, al fine di supportare le scelte progettuali di risistemazione e riutilizzo per finalità didattiche.

1.3. ASSETTO E STATO DI CONSERVAZIONE DELL'EDIFICIO.

La Rotonda del Talucchi è un edificio a pianta circolare (diametro esterno 35 m ca.), strutturato su cinque livelli principali:

- piano seminterrato;
- piano terreno;
- piano primo;
- piano secondo (solo per metà della superficie in pianta)
- piano sottotetto (accessibile per sola manutenzione dal pianerottolo finale dello scalone attraverso una botola di servizio)

cui va aggiunta la struttura tronco-conica della copertura; dal piano sottotetto alla copertura, a seguito dei danni provocati dai bombardamenti e delle successive riparazioni degli anni Cinquanta, la struttura è di cemento armato e poggia direttamente sulle murature (la metà del muro circolare interno che giunge fino alla sommità dell'edificio) o su pilastri in calcestruzzo realizzati allo scopo. L'edificio ha un'altezza complessiva di circa 25 m, di cui 3 seminterrati.

L'organizzazione interna si basa sulla suddivisione della pianta circolare in dieci spicchi, mediante setti in muratura disposti a raggiera, in cui sono presenti aperture ad arco per il collegamento dei vari ambienti. Il setto in corrispondenza del diametro principale presenta cinque grandi arconi ai vari livelli, il primo dei quali, posto a metà della volta del vestibolo del piano terra, porta il muro soprastante che divide in due parti il vestibolo al piano primo. Uno degli spicchi è occupato dallo scalone monumentale, mentre la metà dell'edificio dalla parte opposta allo scalone presenta la suddivisione in settori solo fino al piano terreno, diventando poi spazio vuoto a doppia altezza fino al solaio in c.a. del sottotetto. Ad una parte ridotta del seminterrato (tre dei dieci spicchi) si accede attualmente tramite una rampa più piccola di quelle dello scalone, che collega quindi tutti i livelli dal piano terra al piano secondo.

Partendo dal piano seminterrato, i livelli dove gli spicchi presentano sistemi di copertura voltata in mattoni (spessore in chiave pari a 12 cm) sono l'interrato appunto, il piano terreno e metà del piano primo (l'altra metà è, come detto, a doppia altezza e termina con la soletta in c.a. del sottotetto). Si tratta di volte tese tra i due muri radiali che definiscono gli spicchi: nel punto più stretto dello spicchio (verso il muro circolare interno) la volta è a botte, ma diventa ad arco policentrico all'allargarsi della pianta verso il muro perimetrale esterno; anche la differenza tra

quota d'imposta e quota in chiave varia a seconda del livello. I due ambienti all'interno del muro circolare interno sia al piano seminterrato sia al piano terreno sono coperti da una volta sferica a sesto ribassato, con unghie al piano seminterrato e senza unghie al piano terreno; la volta del vestibolo centrale al piano terra presenta un foro a mezzaluna oggi tamponato da una struttura lignea leggera completata da un intonaco a cannicciato all'intradosso, realizzato probabilmente dopo la costruzione dell'edificio per coprire quello che originariamente era un pozzo di luce per l'illuminazione del vestibolo sottostante. Completa il sistema degli orizzontamenti un impalcato ligneo (travetti con un doppio tavolato, all'intradosso e all'estradosso del solaio) posto al di sopra della volta del vestibolo del piano terreno per metà della superficie circolare in pianta, ad una quota di poco inferiore allo sbarco superiore dello scalone.

La porzione dell'edificio in cemento armato comprende, come già più volte anticipato:

- il solaio del sottotetto, costituito da una raggiera di travi ribassate in c.a. su cui poggia una soletta piena sempre in c.a. di spessore pari a circa 8 cm;
- la superficie della copertura, sostenuta dallo stesso sistema di travi ribassate a raggiera con soprastante soletta piena, ovviamente inclinate;
- una soletta circolare terminale, tesa tra l'anello superiore che raccoglie tutte le travi della copertura, che presentano sezione rinforzata in presenza degli appoggi.

Il rilievo geometrico accurato e la campagna di saggi eseguita a supporto del progetto definitivo architettonico e strutturale del 2014 costituiscono la base di partenza per definire il livello di conoscenza relativo all'edificio; da essi si ricavano alcune informazioni fondamentali sullo stato di conservazione attuale delle murature e delle volte della Rotonda. Complessivamente detti saggi, prove e sopralluoghi con esame visivo dell'esistente hanno messo in luce l'ottimo stato di conservazione delle murature e delle volte e hanno fornito le seguenti risultanze dirette:

- buona esecuzione della tessitura muraria dei maschi verticali, con collegamenti nei nodi di intersezione tra le murature e giunti di malta regolari;
- presenza di frenelli e voltini all'estradosso delle volte sugli spicchi, soprattutto nella parte più ampia e piatta delle volte;
- assenza di quadri fessurativi significativi all'intradosso delle volte, fatta eccezione per qualche lieve cavillatura, coerente con la buona qualità della tessitura muraria delle volte stesse (messa in luce da un apposito saggio all'estradosso di una volta al piano primo).

Al fine di approfondire la consistenza dei materiali costituenti la Rotonda per ottenere un adeguato livello di conoscenza (almeno pari a 2) secondo quanto prescritto dalle NTC2008 e dalla Circolare 617/2009, oltre alle prove ed ai rilievi di cui sopra sono stati predisposti nel mese di settembre 2015 nuovi accertamenti diagnostici, volti a determinare le caratteristiche meccaniche delle murature (mediante l'impiego dei martinetti piatti) e degli elementi in c.a. (mediante il prelievo di carote cilindriche di calcestruzzo, con prove di compressione, e spezzoni di armatura con prove di rottura a trazione. Si è inoltre proceduto all'individuazione della posizione dell'armatura mediante pacometro ed opportuni rilievi con rimozione del ricoprimento. Di queste prove e dei relativi risultati, alla base di tutte le verifiche condotte ed illustrate in questa relazione, viene data descrizione esaustiva nel paragrafo 3, cui si rimanda.

2. LEGISLAZIONE DI RIFERIMENTO.

Il quadro normativo di riferimento per il presente lavoro è dato dai seguenti provvedimenti legislativi:

- D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 – *Nuove norme tecniche per le costruzioni*;
- Circolare n. 617 del 02 febbraio 2009 – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*;
- D.M. 18 dicembre 1975 – *Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica, ivi compresi gli indici minimi di funzionalità didattica, edilizia ed urbanistica da osservarsi nella esecuzione di opere di edilizia scolastica*;
- Circolare n. 26 del 02 dicembre 2010 – *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni*;
- D.M. 11/03/88 – *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*.
- Circ. Min. LL.PP. 24/09/88, n.30483 - Legge 02/02/74, n.64 - art. 1 D.M. 11/03/88 – *Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*.
- ASTM 1197 *Standard Test Method for In Situ Measurement of Masonry Deformability Properties Using the Flatjack Method*.
- Deliberazione della Giunta Regionale 21 maggio 2014, n. 65-7656 – *Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084*.

3. MATERIALI COSTITUENTI L'EDIFICIO.

3.1. MURATURE.

Sono il costituente principale della costruzione, e si trovano in ottime condizioni di conservazione, non si rilevano fessure o cavillature che possano indicare punti di distacco o di rottura, soprattutto nelle parti costituenti i paramenti principali (setti e muri perimetrali), né si notano cavillature di particolare rilievo nelle volte.

La muratura dell'edificio appare all'analisi visiva di orditura regolare, con mattoni ben cotti, malta idraulica, senza inserimenti negli strati più esterni di materiale incoerente. Nelle sezioni dei livelli inferiori la muratura raggiunge lo spessore massimo pari a 90cm. Non sono state svolte indagini endoscopiche per determinare la stratigrafia del muro, ma si ipotizza che a questa quota la muratura abbia un'orditura regolare esterna di spessore attorno ai 25 cm e una muratura a sacco più interna per lo spessore rimanente di 40 cm. Questa ipotesi è avvalorata dai risultati delle prove con martinetto piatto che restituiscono un valore di compressione, pari a 11.2 daN/cm² più alto di quello che risulta dal modello numerico, pari a 6.7 daN/cm² e da calcoli speditivi. Si ipotizza che vi sia una concentrazione di carico sui lembi esterni della muratura in ragione di una maggiore rigidità rispetto agli strati più interni. La qualità della tessitura lascia pensare che i due paramenti esterni siano collegati tra loro a mezzo di diatoni in mattoni. In alcune zone, in modo particolare al di sopra delle volte a botte radiali, sono state ritrovate delle catene metalliche delle quali, non si è tenuto conto nel modello per principio di precauzione, poiché non erano note la quantità, le caratteristiche meccaniche, la disposizione e il reale funzionamento. Non è stata realizzata alcuna restituzione del rilievo fessurativo della struttura muraria dell'edificio, poiché non compaiono stati fessurativi strutturalmente rilevanti.

La muratura, anche nel seminterrato, non presenta tracce estese di umidità di risalita, salvo in alcune zone nelle quali è presumibile una perdita d'acqua negli scarichi.

Per determinare le caratteristiche meccaniche della muratura è stata realizzata una prova con coppia di martinetti piatti su una sezione muraria del setto radiale principale al piano seminterrato alla quota di -1.00m dal piano di campagna. La prova svolta secondo le norme ASTM 1197 ha fornito i valori dello stato tensionale di compressione, del modulo elastico secante e di quello tangenziale.

Si riportano di seguito i parametri adottati nelle verifiche delle murature di cui ai capitoli successivi, in parte desunti da prove in situ, in parte desunti dalla Tab. C8A.2.1 della C.M. Infr. 02/02/09 n.617 per la tipologia di muratura individuata (muratura in mattoni pieni, con malta in calce, di buona tessitura).

| | | U.M. | Valore assunto | Valore Min | Valore Max |
|--|----------|---------------------|----------------|------------|------------|
| Resistenza media a compressione della muratura: | f_m | daN/cm ² | 32.0 | 24.0 | 40.0 |
| Resistenza media a taglio della muratura: | τ_0 | daN/cm ² | 0.76 | 0.6 | 0.92 |
| Valore medio del modulo di elasticità longitudinale: | E_s | daN/cm ² | 15670* | 12000 | 18000 |
| Valore medio del modulo di elasticità tangenziale | G | daN/cm ² | 6220* | 400 | 600 |

*Valori determinati dalle prove in situ

| CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA ESISTENTE | | | | | | | |
|--|-------------|------------------------|---------------------|---|-----------------|----------------|-----------------|
| Livello di conoscenza e fattore di confidenza | | | | | | | |
| Livello di conoscenza | LC2 | | | Tab. C8.A1.1 C.M. Infr. 02/02/09, n.617 | | | |
| Fattore di confidenza | 1.20 | | | Tab. C8.A1.1 C.M. Infr. 02/02/09, n.617 | | | |
| Coefficienti correttivi dei parametri meccanici | | | | | | | |
| Tab. C8.A2.2 C.M. Infr. 02/02/09, n.617 | | | | | | | |
| | Malta buona | Giunti sottili (<10mm) | Ricorsi o listature | Conness. trasversa I | Nucleo scadente | Iniez. leganti | Intonaco armato |
| Coefficienti massimi per tipo | 1.5 | 1.5 | - | 1.3 | 0.7 | 1.5 | 1.5 |
| Coefficienti adottati | 1.5 | - | - | 1.3 | - | - | - |

Parametri meccanici muratura con coefficienti correttivi

| | | | |
|-----------------------------|----------|-------|---------------------|
| Resistenza a compressione | f_m | 62.4 | daN/cm ² |
| Resistenza a taglio | τ_0 | 1.482 | daN/cm ² |
| Modulo elast. longitudinale | E | 15670 | daN/cm ² |
| Modulo elast. tangenziale | G | 6220 | daN/cm ² |
| Peso specifico medio | w | 1900 | kg/m ³ |

| RESISTENZE DI PROGETTO | | | | | |
|---------------------------|------------|---------------------|---------|-------------------|------------------------------------|
| Resistenze | U.M | Statica | Sismica | Riferimenti norma | |
| Coefficiente di sicurezza | γ_m | - | 3.00 | 2.00 | D.M. 14/01/08 § 4.5.6.1, § 7.8.1.1 |
| Resistenza a compressione | f_d | daN/cm ² | 20.8 | 26.0 | D.M. 14/01/08 § 4.5.6.1 |
| Resistenza a taglio | τ_d | daN/cm ² | 0.49 | 0.74 | D.M. 14/01/08 § 4.5.6.1 |

Il valore di resistenza a trazione è stato assunto prudenzialmente pari a **2 daN/cm²**, anche se in letteratura il valore medio della trazione in muri eseguiti con la classica bagnatura dei mattoni prima della loro posa (con miglioramento dell'aderenza con la calce dei giunti) risulta intorno a valori pari a 3-4 daN/cm².

3.2. CALCESTRUZZO.

Le strutture in c.a. sono limitate alla parte sommitale dell'edificio, per effetto della ricostruzione del dopoguerra come descritto nel paragrafo 1.2.

Il grado di conservazione delle strutture in c.a. è di tipo medio, e trattandosi di strutture non soggette alle intemperie non vi sono particolari distacchi del cls, né aggressioni di ruggine nei ferri di armatura.

Sono stati prelevati due provini cilindrici dalle travi ribassate del solaio di sottotetto; trattandosi di una costruzione con strutture ripetitive (travi di bordo sulle murature del vestibolo e della parete perimetrale e travi a raggiera di luce e sezione costante, con costruzione compatta) si ritiene che tali campioni siano sufficienti a dare un'attendibile indicazione sulle caratteristiche meccaniche del conglomerato, anche perché i valori di rottura sono assai simili.

La resistenza media cilindrica risultante dalle prove è di 201.5 daN/cm², per cui il valore di calcolo del calcestruzzo può essere assunto pari a (applicando la riduzione del FC=1.2 per LC2):

$$f_{cd} = (201.5 - 35) * 0.85 / (1.5 * 1.2) = \mathbf{78.58 \text{ daN/cm}^2}$$

3.3 ACCIAIO DI ARMATURA.

Il ferro di armatura è di tipo liscio e le caratteristiche risultanti dalla rottura lo collocano tra il tipo dolce delle Norme del tempo di costruzione (D.L. 2229/1939), anche se l'allungamento a rottura medio è del 5.65%.

La resistenza media a rottura è di 4.961,5 daN/cm², quella di snervamento di 3.625 daN/cm²; la resistenza di calcolo, può essere assunta pari a (con il coefficiente riduttivo derivante dal fattore di confidenza di 2):

$$f_{yd} = 3.625 / (1.15 * 1.2) = \mathbf{2.626,9 \text{ daN/cm}^2}$$

4. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E DATI SISMICI.

Contestualmente alla redazione del progetto definitivo delle opere di recupero e risistemazione della Rotonda del Talucchi, è stata predisposta la relazione di inquadramento geologico-geotecnico che costituisce la base per la caratterizzazione geomeccanica del terreno di fondazione, al fine di rappresentarlo adeguatamente nel modello strutturale generale e per effettuare le verifiche di capacità portante del terreno al di sotto delle fondazioni esistenti.

In questo paragrafo si dà dunque conto sinteticamente dei contenuti della suddetta relazione, che il presente lavoro recepisce e completa con l'esecuzione di una prova MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*) per la determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s in funzione della profondità e il calcolo del parametro V_{s30} (impiegato ai sensi delle NTC2008 per la classificazione sismica dei terreni).

4.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PER IL PROGETTO DEFINITIVO.

Dalla citata relazione geotecnica (2014) si ricavano i seguenti elementi caratterizzanti:

- per la sua posizione sopraelevata e distante rispetto agli alvei sia del Po (E) sia della Dora Riparia (N) e la sua configurazione pianeggiante priva di dislivelli o incisioni, il sito non è interessato da alcun fenomeno di dissesto gravitativo né in atto né potenziale e non interferisce con la dinamica del reticolo idrografico principale; l'area di intervento si trova decisamente all'esterno delle fasce di rispetto fluviali dei corsi d'acqua normate dal PAI e come tale non è soggetta a vincoli normativi né da parte del PAI né secondo il PRGC limitatamente alle condizioni di pericolosità geomorfologica;
- secondo la Carta Geologica d'Italia – foglio 56 “Torino” (scala 1:100.000), cui appartiene l'area in oggetto, i terreni sono di natura fluvio-glaciale del Pleistocene medio, definiti come “*depositi ghiaioso-sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio, perlopiù terrazzati, corrispondenti al livello fondamentale dell'alta pianura, raccordantisi con le cerchie moreniche rissiane*”; la cartografia geologica nazionale in scala 1:50.000 (foglio 156 – Torino Est) specifica la caratterizzazione litologica superficiale riportando la presenza di “*ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose con clasti elastomerici di quarziti, serpentiniti, gneiss e subordinatamente di prasiniti, calcescisti e marmi grigi (depositi fluvio-glaciali del Pleistocene Sup.)*”;
- partendo dall'inquadramento geologico generale di cui al punto precedente, la caratterizzazione litostratigrafica locale del sito di intervento è stata realizzata analizzando i dati di sondaggi e pozzi realizzati nelle vicinanze dell'isolato dell'Accademia, descritti nel *Catasto derivazioni, pozzi, sorgenti* della Provincia di Torino: sono presenti un'unità litologica superiore ghiaiosa (dal piano di campagna fino ad una profondità di 30-35 m – presenza di ghiaia con sabbia e ciottoli alternata a livelli di ghiaia con ciottoli e, localmente, livelli di conglomerato cementati) e un'unità argillosa sottostante (strato omogeneo di argilla grigia di spessore 10 m, la base del quale non è stato mai intercettato dalle perforazioni dei pozzi);
- in accordo con l'assetto stratigrafico di cui al punto precedente, l'assetto idrogeologico è caratterizzato dalla sovrapposizione di due complessi distinti: il complesso superficiale formato dai depositi di ghiaia e ciottoli con sabbia e il complesso villafranchiano sottostante; il primo presenta un elevato grado di permeabilità primaria dovuto alla granulometria grossolana dei terreni, è separato dagli acquiferi profondi dai livelli argillosi impermeabili presenti al di sotto dei 35 m di profondità e presenta una soggiacenza della falda libera di 15-20 m dal piano di campagna. Il secondo complesso rappresenta l'acquifero profondo, data la sua natura di sistema multi falde di tipo confinato o semiconfinato, ed è nettamente separato dal complesso superficiale dai già citati livelli argillosi;

- a partire dai dati di letteratura disponibili e dalla presenza omogenea per la profondità di interesse progettuale di ghiaia mista a sabbia, sono indicati i parametri geotecnici di calcolo del materiale:
 - peso di volume $\gamma = 20 \text{ KN/mc}$;
 - coesione $c = 0$;
 - angolo di attrito interno $\varphi = 38^\circ$;
 - modulo elastico $E = 40 \text{ MPa}$.
- in quanto collocato nel comune di Torino, il sito ricade nella zona sismica 4 secondo la classificazione sismica nazionale ed è inserito nella categoria topografica T1 (terreno pianeggiante); per quanto riguarda la categoria di suolo, viene stimata, sulla base della caratterizzazione geotecnica riassunta al punto precedente, l'appartenenza alla categoria B secondo la Tabella 3.2.II delle NTC2008 – *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fine).*

4.2. PROVA MASW E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.

Oltre alle prove per la caratterizzazione meccanica dei materiali illustrate nel paragrafo 3, in data 15 settembre 2015 è stata eseguita dalla società “gd test SRL” di Torino l’indagine geofisica di tipo MASW volta a confermare la stima della categoria di suolo B indicata nella relazione geotecnica del progetto definitivo. Come già ricordato, questa indagine serve a determinare la velocità di propagazione delle onde di taglio in funzione della profondità, per calcolare il parametro V_{s30} . Per la descrizione dettagliata si rimanda alla relazione specialistica fornita dagli esecutori della prova; ai fini della presente relazione si riporta una sintesi.

L’apparecchiatura allestita per la prova ha interessato una lunghezza di 46 m nel cortile interno dell’Accademia. La strumentazione di base per l’esecuzione della prova MASW è costituita da una sorgente di vibrazioni, un sistema di trigger, una serie di ricevitori e il sistema di acquisizione dei dati per elaborare i segnali elettrici raccolti dal ricevitore; nel caso presente sono stati stesi 24 geofoni distanti 2 m l’uno dall’altro e sono state eseguite due energizzazioni per lato dello stendimento mediante massa battente in acciaio con piastra di contrasto, con generazione di almeno 10 impulsi sismici per ogni punto di energizzazione. Vista la presenza del rifugio antiaereo sotterraneo costruito durante il secondo conflitto mondiale (notificata soltanto a prova eseguita), i risultati utili alla determinazione della velocità di propagazione delle onde sono soltanto quelli ottenuti dal lato A dello stendimento; la cavità rappresentata dal sotterraneo ha comportato un’alterazione significativa dei valori rilevati sul lato B, che sono stati pertanto trascurati.

Dal punto di vista teorico, la prova geofisica MASW è un metodo d’indagine sismica di onde superficiali (onde di Rayleigh), finalizzata a determinare i profili di velocità delle onde di taglio in mezzi stratificati come il terreno: trattandosi di un mezzo verticalmente eterogeneo, la propagazione delle onde di Rayleigh è un fenomeno multi-modale; avviene cioè che data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza possono esistere diverse lunghezze d’onda e, conseguentemente, ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ognuna delle quali corrispondente ad un modo di propagazione (con possibilità di manifestazione simultanea di differenti modi di propagazione).

La velocità di propagazione delle onde sismiche all’interno di un mezzo dipende strettamente dalle proprietà meccaniche del mezzo di propagazione stesso e l’indagine ha permesso di determinare i profili di velocità delle onde S con la profondità a partire dalla curva di dispersione

caratteristica del sito (velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza) ottenuta dai rilevamenti dei geofoni. Dal profilo delle onde di taglio si può calcolare il parametro V_{s30} , utilizzando le velocità dei singoli strati fino a 30 m di profondità: per il sito oggetto di indagine è stato ottenuto un valore di 518 m/s che consente di confermare l'appartenenza alla categoria di suolo B già ipotizzata nella relazione geotecnica di progetto definitivo.

5. MODELLO STRUTTURALE DI CALCOLO.

La modellazione ed il calcolo della struttura mista in muratura e cemento armato della Rotonda oggetto della presente relazione sono stati eseguiti con il software agli elementi finiti *Dolmen Win* versione 15, sviluppato e commercializzato dalla CDM Dolmen e Omnia IS SRL di Torino, mentre le verifiche riportate nella seconda parte della relazione sono state eseguite con il modulo *DW12 – Murature portanti*, che permette la modellazione e la verifica di strutture in muratura sia con il modello del telaio equivalente sia con carpenterie formate da elementi shell 2D (gusci con funzionamento di membrana+piastra). La schematizzazione geometrica finalizzata dalla costruzione del modello si è fondata sugli elaborati di rilievo.

Il modello è stato realizzato quasi esclusivamente con elementi superficiali di tipo shell a quattro nodi, lineari, isoparametriche, senza nodi intermedi e con 3 gradi di libertà per nodo. Nel modello sono stati rappresentati con le shell maschi murari verticali, volte e scale. Volte e scale sono state modellate con il principale intento di rappresentare la rigidezza dei piani non infinita, di particolare interesse soprattutto nell'analisi con carichi sismici. Con elementi unifilari di tipo beam, (elementi con 2 nodi e 6 gradi di libertà per nodo) sono stati modellati gli elementi in calcestruzzo armato.

5.1. CARATTERISTICHE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO.

Il programma di calcolo *Dolmen Win* è sviluppato in ambiente Windows, ed è stato scritto utilizzando i linguaggi *Fortran* e *C*.

Dolmen Win permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti; gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche, sia sui gusci, come carichi distribuiti sulla loro superficie. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata; tale documentazione di supporto garantisce l'affidabilità del codice di calcolo medesimo.

Dolmen Win permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. È possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

Il modulo *DW12 – Murature portanti* è stato sviluppato per la modellazione delle strutture in muratura portante riconducibili allo schema del telaio equivalente, con l'idea che gli elementi bidimensionali guscio venissero impiegati per modellare volte ed altri elementi dalla geometria più complessa rispetto alla “scatola parallelepipedica” in successivi modelli di dettaglio. Proprio il manuale allegato al programma raccomanda l'uso del modello a telaio equivalente in presenza di geometria regolare delle pareti e delle aperture; in estrema sintesi, la schematizzazione prevede di trattare le pareti come aste svincolate ai momenti perpendicolari al loro piano e i solai come elementi di ripartizione delle azioni tra i muri. Il sistema a telaio tridimensionale composto da muri

portanti (quelli sollecitati prevalentemente da azioni verticali), muri di controvento (soggetti invece ad azioni orizzontali) e solai deve essere caratterizzato da collegamenti efficaci tra i diversi componenti, realizzato con cordoli continui in c.a. lungo tutti i muri all'altezza dei solai di piano e di copertura. Sulla base del testo *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura* (curato da Magenes, Bolognini, Baraggio, CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000) sono stati implementati tutti gli elementi per la definizione del telaio equivalente, con precise proprietà di svincolo interno ed estremi rigidi (per rappresentare ad esempio i pannelli murari contenenti aperture).

Con questo modello, previa creazione del materiale muratura con le sue caratteristiche meccaniche (espresse in termini di resistenze caratteristiche se si tratta di murature nuove o medie per quelle esistenti) e prendendo in conto anche i fattori di confidenza derivanti dai diversi livelli di conoscenza per la muratura esistente, il programma esegue alcuni tipi di verifiche agli stati limite ultimi (pressoflessione nel piano del muro, taglio per azioni nel piano del muro, pressoflessione fuori piano, sismica locale per elementi secondari nei confronti della direzione del sisma perpendicolare al piano del pannello, flessione+taglio per le travi di accoppiamento), assumendo come ipotesi la conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Per ovviare a problemi relativi alle verifiche nel piano il programma consente di ridistribuire gli sforzi in funzione della capacità portante dei singoli elementi: andando ad aumentare il grado di svincolo dei pannelli murari rispetto ai momenti nel loro piano, gli elementi non verificati vengono liberati parzialmente dalle azioni più gravose, che dovranno essere ripartite tra gli altri elementi della struttura. Il modello a telaio equivalente permette di eseguire analisi sismiche non lineari, verifiche sui meccanismi di collasso locali e progettare interventi di rinforzo con materiali quali FRP, materiali reticolati, reti elettrosaldate.

Vista la geometria curvilinea prevalente della Rotonda e la presenza di aperture ad arco e sistemi di volte, è stato scelto invece di utilizzare la modellazione mediante elementi guscio, resa possibile all'interno di *Dolmen Win* con le regole valide anche per piastre e setti in c.a. (impiego di gusci rettangolari e triangolari, rapporto di forma dei gusci preferibilmente inferiore a 2, comportamento sia a membrana sia a piastra).

I modelli a guscio differiscono sostanzialmente da quelli a telaio equivalente soprattutto per le impostazioni di verifica: come precisato dal manuale del programma di calcolo, la verifica di questi elementi si basa sull'ipotesi che il materiale abbia un diagramma sforzi-deformazioni di tipo elasto-plastico, con pendenze e valori allo snervamento differenti fra il tratto in compressione e quello in trazione; la verifica viene effettuata ponendo un limite, ovviamente diverso per trazioni e compressioni, alle tensioni principali superiori ed inferiori calcolate sulle facce del guscio.

Più in dettaglio, anche per le murature modellate mediante i gusci, il programma assume come valori di partenza gli sforzi elastici calcolati in quattro punti interni per ciascun elemento, poi per ciascuno elabora gli sforzi calcolati con il metodo di Wood: tenuta conto della presenza contemporanea di sforzi flettenti e sforzi normali e osservato che le direzioni principali dei due sistemi di sforzi risultano indipendenti e quasi sempre diverse, detto metodo li combina per ottenere quattro sistemi di sollecitazioni contemporanee nelle direzioni orizzontale e verticale del guscio, relativamente al suo piano di giacitura (momenti flettenti M_X ed M_Y e sforzi assiali N_{XX} ed N_{YY} alla faccia inferiore e superiore del guscio); eseguita la media sull'intero guscio, considera le seguenti combinazioni:

- $M_{X,INF} + N_X$ e $M_{X,SUP} + N_X$;
- $M_{Y,INF} + N_Y$ e $M_{Y,SUP} + N_Y$.

Per le verifiche, il programma assume il diagramma bilatero differenziato a trazione e compressione già in precedenza menzionato, dove ciascuna delle bilatere è costruita tenendo conto che la resistenza e il modulo elastico della muratura a compressione sono molto maggiori di quelli a

trazione; a livello di distribuzione delle tensioni sulla sezione trasversale del guscio, invece del classico “diagramma a farfalla” della soluzione elastica, il modulo di verifica lavora con uno schema del tipo “stress block” rettangolare (simile a quelli impiegati per la sezione in calcestruzzo armato con i due materiali reagenti uno a trazione e l’altro a compressione), dove in funzione del rapporto K tra la resistenza massima a compressione e quella a trazione della muratura, le tensioni ad andamento lineare vengono redistribuite in due blocchi rettangolari, andando a impegnare maggiormente il lembo a compressione, caratterizzato dal modulo elastico e dal valore limite maggiore.

Infatti la muratura è un materiale rappresentabile numericamente con una legge costitutiva non lineare ortotropa, le cui direzioni principali sono determinate dal piano di giacitura dei letti di malta. E’ caratterizzata a compressione da un comportamento elastico debolmente plastico e a trazione da comportamento fragile e resistenza quasi nulla. Poiché la rottura a trazione della muratura produce deformazioni consistenti, si tende a rappresentare la deformazione della sezione, raggiunto il limite di rottura, come una fase plastica con modulo elastico molto basso.



Figura 1 Diagramma Sforzi-deformazioni per la muratura (qualitativo)

Il programma utilizzato, Dolmen, semplifica questo comportamento: la legge costitutiva della muratura è rappresentata con un comportamento isotropo, parzialmente unilatero, ovvero, lineare-elastico a compressione e, laddove nell’elemento finito si manifesta trazione, la sezione viene parzializzata con un procedimento di calcolo simile allo stress-block del calcestruzzo: si applica una redistribuzione delle tensioni che determina una ridottissima entità di trazione residua cui corrisponde un’elevata deformazione. Il tutto avviene mantenendo invariata la quantità complessiva di energia e conservando la planarità della sezione.

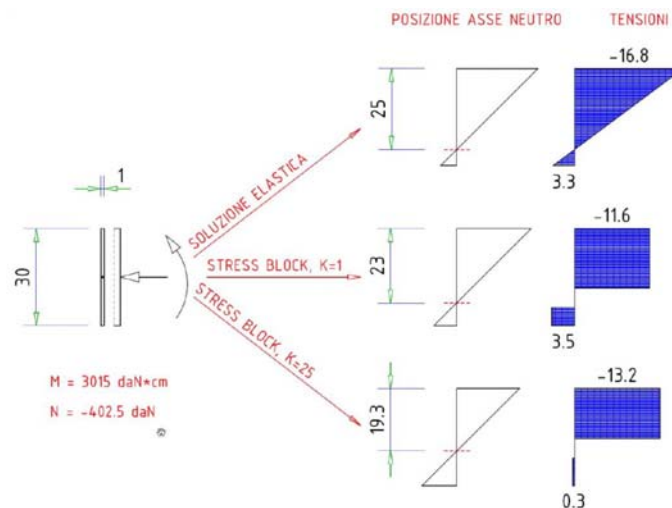


Figura 2 La flessione nel modello stress-block.

Tale legge costitutiva non lineare richiede un calcolo iterativo, nel quale il carico viene assegnato alla struttura per steps incrementali fino al raggiungimento della convergenza.

Nel caso di verifica di murature esistenti quali quelle della Rotonda, il modulo permette di tenere conto del fattore di confidenza in quanto spetta al progettista fornire al programma i valori massimi di tensione e compressione ricavati dalle prove e già ridotti con il FC e il coefficiente parziale per la resistenza di progetto.

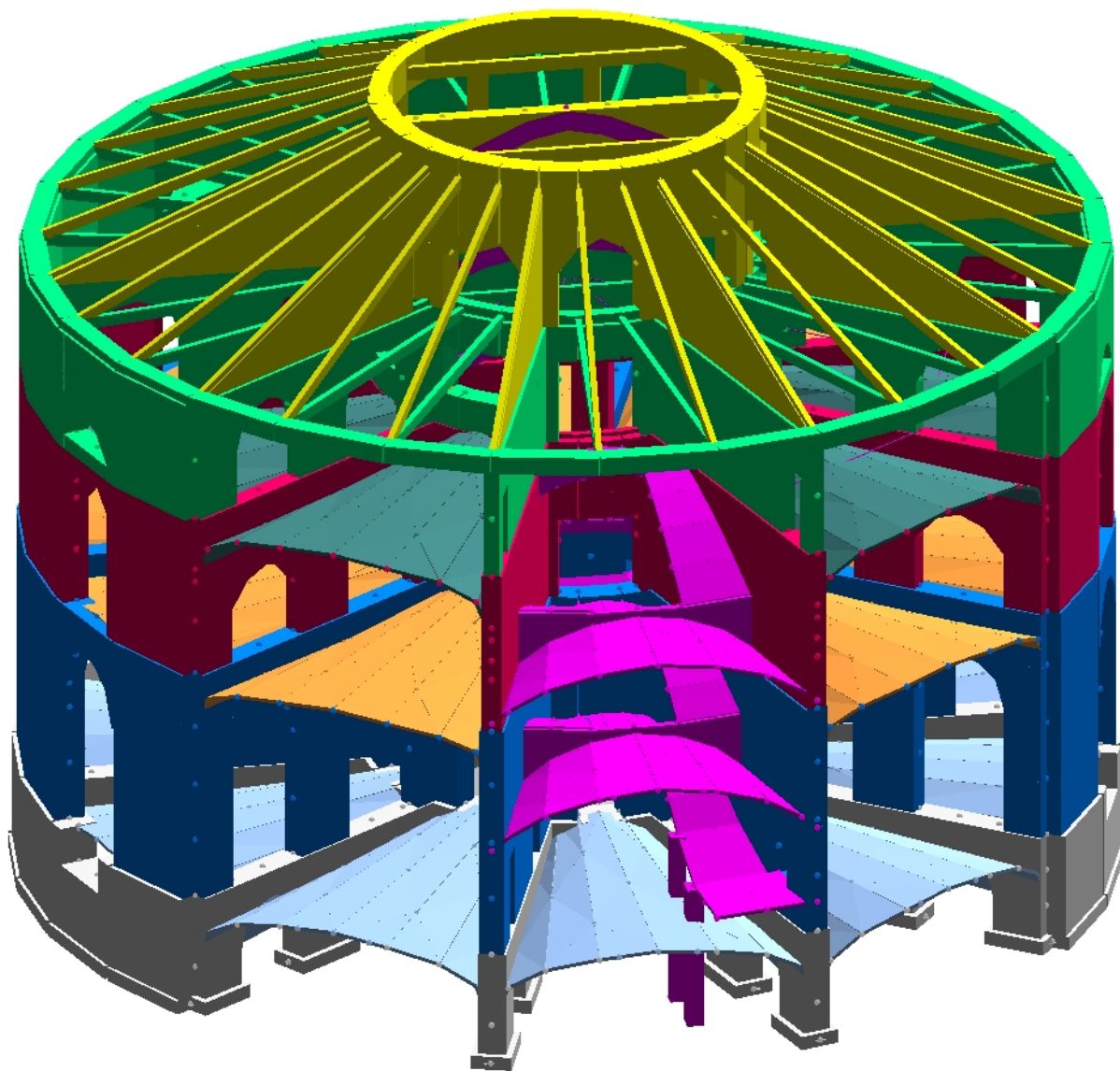
5.2. ARTICOLAZIONE DEL MODELLO FEM.

La modellazione della Rotonda ha perseguito l'obiettivo di rappresentare nella maniera più fedele possibile la distribuzione delle masse e delle rigidità dei vari elementi in muratura ed in cemento armato costituenti l'edificio, soprattutto ai fini dell'analisi sismica lineare dinamica (calcolo dei modi propri di vibrare della struttura). Si descrivono nel seguito gli elementi costituenti il modello tridimensionale, messi a punto anche grazie all'assistenza fornita dalla stessa casa produttrice del programma:

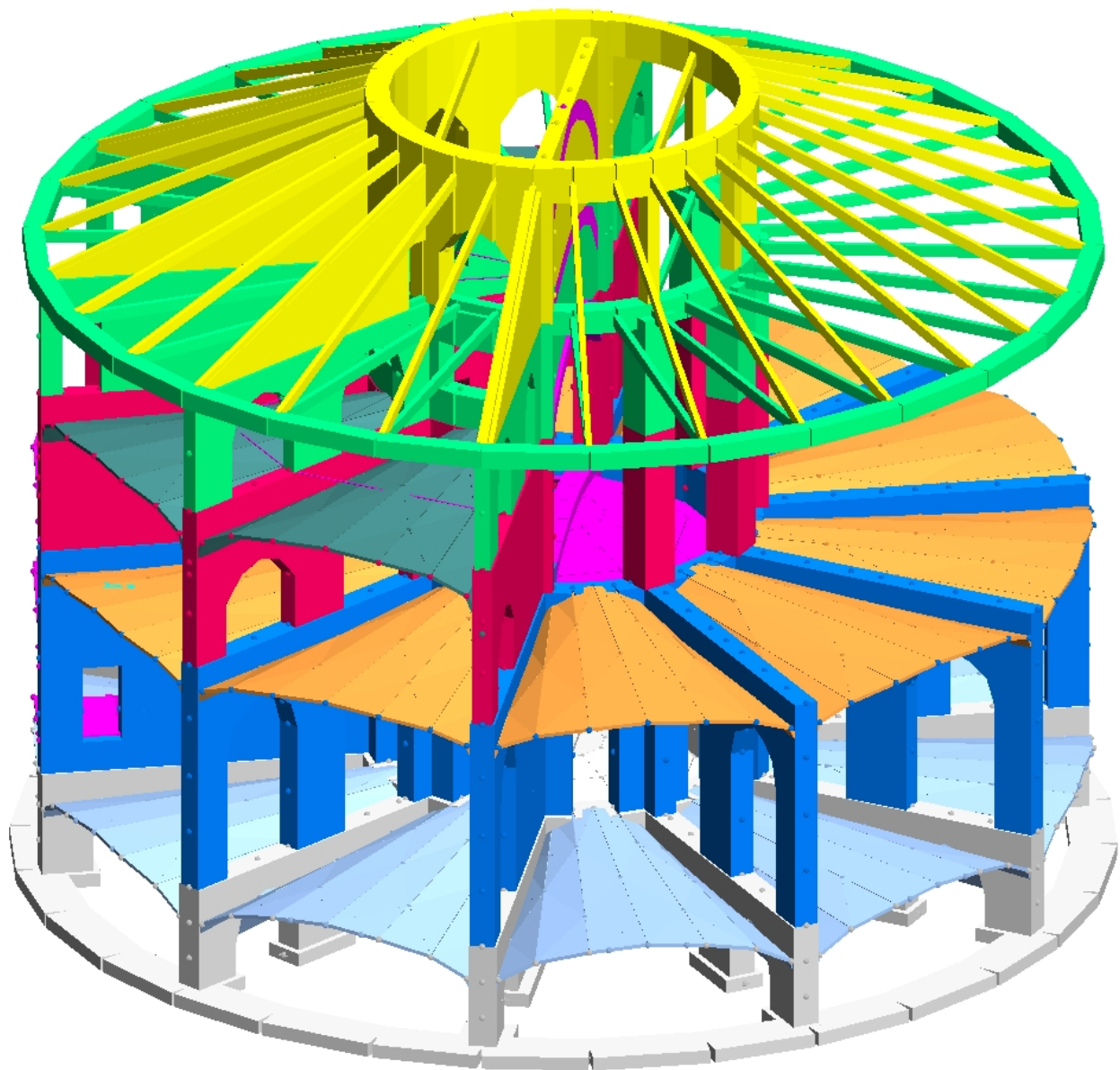
- muri circolari (tamburi) esterno ed interno formati da gusci con spessore variabile (desunto dal rilievo architettonico) e caratterizzati da aperture ad arco ai vari livelli;
- setti radiali per la definizione degli spicchi, là dove presenti, ciascuno con le sue aperture ad arco o rettangolari (nei setti delimitanti il vano scala);
- volte con proiezione in pianta trapezoidale sugli spicchi, modellate discretizzando la superficie della volta con gusci triangolari a partire dall'arco stretto sul tamburo interno fino all'arco policentrico largo sul tamburo esterno, così da ovviare alla peculiarità geometrica della continua variazione di curvatura reale della volta;
- volte sferiche modellate come solido di rotazione di uno spicchio composto da gusci quadrangolari, sia per il vestibolo del livello seminterrato sia per quello al piano terra;
- travi in c.a. del sottotetto e della copertura modellate come aste in calcestruzzo con campi di solaio tesi tra le travi delle raggiera e sopra la porzione circolare interna;
- cordoli circolari in c.a. in sommità del tamburo esterno e di quello interno, per raccogliere le travi a raggiera del sottotetto e della copertura; al fine di non trasmettere sforzi anomali alle murature sottostanti legate alla torsione nei cordoli perimetrali, le travi a raggiera di cui al punto precedente sono state svincolate agli estremi confluenti nei cordoli sui tamburi rispetto alla flessione principale MZ;

- pilastri in muratura e c.a. nella parte a doppia altezza opposta rispetto allo scalone, modellati anch'essi come aste verticali;
- travi “alla Winkler” con sezione desunta dal progetto definitivo delle opere strutturali per le fondazioni dei maschi murari;
- pianerottoli voltati e archi rampanti dello scalone modellati, al pari delle volte, con gusci triangolari o quadrangolari;
- catene in acciaio (là dove sono state rilevate) inserite come aste del tipo biella.

Un approfondimento a parte merita la definizione dei livelli rigidi necessaria per l'esecuzione del calcolo sismico: nella prima fase di calcolo (corrispondente allo stato attuale), sono stati assunti come piani rigidi, oltre alla quota di fondazione, solo quelli dove ci sono impalcati orizzontali od inclinati in c.a. (solettine piene da 8 cm del sottotetto e della copertura), mentre i livelli “a rigidezza variabile” rappresentati dalle volte con la loro geometria sono stati inseriti mediante una quota media tra la quota d'imposta e quella in chiave associata ad un intervallo di variazione in altezza pari a metà della monta della volta, senza abilitare il trattamento del livello come piano rigido. Nella seconda fase del calcolo (corrispondente alla situazione finale), invece sono stati inseriti dei livelli rigidi in corrispondenza della quota d'imposta di tutte le volte: questa operazione ha permesso di simulare l'effetto sul comportamento sia statico sia sismico dell'edificio che avrebbe, una volta realizzato, l'intervento principale di miglioramento previsto dal progetto definitivo, consistente appunto nella realizzazione di massetti in cls armato ammorsati nelle murature. Detto inserimento ha determinato, come meglio si vedrà nei paragrafi successivi dedicati all'analisi dei risultati e alle verifiche, una riduzione consistente del numero di modi di vibrare della struttura e un miglioramento complessivo dello stato tensionale nelle murature radiali e circolari per effetto dei carichi di progetto sugli impalcati e sulle volte.



Schema A – Rappresentazione complessiva degli ingombri solidi delle murature, delle volte e degli elementi ad asta componenti il modello FEM della Rotonda.



Schema B – Il sistema degli orizzontamenti della Rotonda: i livelli voltati ottocenteschi (piano seminterrato, piano terreno e piano primo) e le travi a raggiera in c.a. del sottotetto e della copertura dopo la riparazione dei danni prodotti dai bombardamenti del secondo conflitto mondiale.

5.3. ANALISI DEI CARICHI STATICI E SISMICI.

Di seguito si riportano i carichi statici inseriti nel modello FEM della Rotonda:

- pesi propri:
 - peso proprio degli elementi strutturali, calcolato dal programma in base alle sezioni geometriche ed ai materiali assegnati con $\gamma = 1900$ daN/mc per i muri e $\gamma = 2500$ daN/mc per il c.a. (aste e gusci);
 - peso proprio delle solette piene in c.a. sp. 8 cm (sottotetto e copertura) **200 daN/mq;**
 - peso proprio delle volte in laterizio sp. 12 cm (volte, rampe scalone) **228 daN/mq;**
 - peso proprio solaio in legno piano secondo (travetti+tavolati) **120 daN/mq;**
- carichi permanenti portati:
 - riempimento volte (calcolato per uno spessore medio di 30 cm, con $\gamma = 1500$ daN/mc, ed applicato su tutta la volta fatta eccezione per i suoi settori centrali) **450 daN/mq;**
 - sottofondo+pavimento sp. 10 cm (su tutte le volte) **200 daN/mq;**
 - peso lamiera in copertura **20 daN/mq;**
 - riempimento pianerottoli voltati scalone **250 daN/mq;**
 - riempimento archi rampanti (rampe) scalone **170 daN/mq;**
 - peso gradini in pietra sp. 4 cm (n. 3/m con $\gamma = 2400$ daN/mc) **100 daN/mq;**
 - carico doppio tramezzo in corrispondenza del setto centrale, sopra il primo arcone (espresso come serie di carichi concentrati ai nodi dei gusci costituenti l'arcone e calcolato ripartendo il muro in 8 conci larghi 1.37 m e alti 5 m) – primo ed ultimo nodo **2278 daN**
 - nodi intermedi **4556 daN**
 - carico tramezzi per delimitazione ambienti negli spicchi a doppia altezza (espresso come serie di carichi concentrati ai nodi dei gusci dei setti al sotto dell'impalcato del piano primo e calcolato ripartendo il muro in 8 conci larghi 1.36 m e alti 9.29 m, con l'aggiunta del carico concentrato di due pilastri in muratura intermedi)
 - primo ed ultimo nodo **1800 daN**
 - nodi intermedi **3600 daN**
 - nodo con pilastro **5337 daN**
- carichi variabili:
 - carico neve per Torino (altezza s.l.m. 250 m) **125 daN/mq;**
 - sovraccarico accidentale per locali scolastici secondo DM 18.12.1975 **350 daN/mq;**
 - sovraccarichi accidentali secondo NTC2008:
 - per sottotetti e coperture non praticabili (cat. H1, manutenzione) **50 daN/mq;**
 - per scale e terrazzi **400 daN/mq;**

Per quanto riguarda i carichi sulla struttura derivanti dall'analisi sismica, statica lineare e dinamica, si allega qui di seguito il listato riassuntivo prodotto dal programma di calcolo. Le forze ed i momenti torcenti di piano calcolati mediante l'analisi statica non variano nelle due versioni del modello, visto che l'inserimento dei livelli rigidi mediante i gusci scarichi con comportamento di sola membrana non va a modificare l'assetto dei carichi utilizzati per generare le condizioni sismiche; per quanto riguarda l'analisi lineare dinamica, si riportano i due listati, in modo da rendere evidente la significativa differenza dei modi di vibrare in un caso e nell'altro.

In base a quanto prescritto dalle norme relative agli edifici esistenti in muratura, il fattore di struttura q è stato assunto pari a 2.25, in quanto ottenuto applicando il fattore di amplificazione di 1.5 al fattore di struttura di base pari a 1.5; tale scelta è conservativa in quanto il fattore di struttura calcolato dal programma tenendo conto della regolarità in pianta e in altezza, del numero degli orizzontamenti e della classe di duttilità "B" era pari a 3.6.

5.3.1. ANALISI SISMICA – STATICA LINEARE (NTC 2008).

Edificio sito in località TORINO (long. 7.674 lat. 45.070400)
 Categoria del suolo di fondazione = B
 Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.200$

Coeff. di amplificazione topografica $ST = 1.000$
 $S = 1.200$

Vita nominale dell'opera VN = 100 anni
 Coefficiente d'uso CU = 1.5
 Periodo di riferimento VR = 150.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %
 Tempo di ritorno = 1424
 Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :
 $ag = 0.726$ [g/10]
 $F_0 = 2.844$
 $TC^* = 0.290$

Fattore di struttura q = 2.250

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.205

Coeff. $\lambda = 0.8500$
 $S_d = 0.080$ per $T_1 = 0.57$

Numero condizioni generanti carichi sismici : 4

Cond. 001 : Peso proprio _____ con coeff. 1.000
 Cond. 002 : Permanente _____ con coeff. 1.000
 Cond. 003 : C1: Var_scuole_DM1975 con coeff. 0.600
 Cond. 006 : C2: Var_scala con coeff. 0.600

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 008 : Sisma X
 Cond. 009 : Sisma Y
 Cond. 010 : Torcente add. X
 Cond. 011 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

| Piani cm | Pesi daN | C. di str. | Forze di piano daN | Torc. di piano X daNcm | Torc. di piano Y daNcm | Bari c. X cm | Bari c. Y cm |
|-------------|-------------|------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------|-----------------|
| 122.0 | 69092 | 0.0069 | 474 | 75788 | 79688 | -3331.8 | 6791.3 |
| 174.7 | 78630 | 0.0098 | 773 | 90804 | 95477 | -3331.8 | 6791.3 |
| 251.0 | 282027 | 0.0141 | 3983 | 640785 | 667160 | -3331.8 | 6791.3 |
| 313.0 | 280890 | 0.0176 | 4947 | 808229 | 822688 | -3331.8 | 6791.3 |
| 367.0 | 577334 | 0.0207 | 11923 | 1990573 | 2003086 | -3334.4 | 6773.2 |
| 467.0 | 21350 | 0.0263 | 561 | 8897 | 10112 | -2982.0 | 5256.1 |
| 558.8 | 503471 | 0.0314 | 15830 | 2642877 | 2659491 | -3333.8 | 6754.0 |
| 637.0 | 8134 | 0.0358 | 292 | 9238 | 12080 | -3416.1 | 5676.1 |
| 703.5 | 55368 | 0.0396 | 2192 | 113403 | 113792 | -3365.4 | 5749.6 |
| 767.0 | 508601 | 0.0432 | 21952 | 3664861 | 3687900 | -3324.4 | 6767.9 |
| 825.1 | 63822 | 0.0464 | 2963 | 494734 | 487690 | -3346.4 | 6212.8 |
| 880.4 | 28023 | 0.0495 | 1388 | 216188 | 210931 | -3363.1 | 5773.4 |
| 949.0 | 700337 | 0.0534 | 37400 | 6243935 | 6283188 | -3333.4 | 6776.2 |
| 1001.8 | 84640 | 0.0564 | 4771 | 730527 | 768121 | -3344.7 | 6662.8 |
| 1056.0 | 288003 | 0.0594 | 17114 | 2726051 | 2866339 | -3331.3 | 6876.5 |
| 1110.9 | 1232342 | 0.0625 | 77040 | 12861938 | 12942795 | -3330.2 | 6881.2 |
| 1201.0 | 28273 | 0.0676 | 1911 | 67547 | 99198 | -3355.1 | 5401.0 |
| 1273.0 | 18622 | 0.0716 | 1334 | 41547 | 47134 | -3386.3 | 5389.0 |
| 1331.0 | 323669 | 0.0749 | 24242 | 4047292 | 4072735 | -3326.6 | 6610.7 |
| 1392.8 | 53914 | 0.0784 | 4225 | 352722 | 623159 | -3322.4 | 5789.2 |
| 1447.0 | 434516 | 0.0814 | 35381 | 5906898 | 5944032 | -3329.4 | 6537.7 |
| 1538.0 | 126942 | 0.0865 | 10987 | 1705225 | 1792979 | -3326.8 | 6277.5 |
| 1604.0 | 168184 | 0.0903 | 15181 | 2464248 | 2542466 | -3327.5 | 6123.0 |
| 1654.5 | 589414 | 0.0931 | 54876 | 9161624 | 9219219 | -3332.0 | 6563.5 |
| 1705.5 | 26927 | 0.0960 | 2584 | 431449 | 421752 | -3331.8 | 6851.3 |
| 1759.0 | 18979 | 0.0990 | 1879 | 50626 | 110077 | -3333.3 | 6574.7 |
| 1823.7 | 33643 | 0.1026 | 3453 | 576408 | 555825 | -3331.8 | 6608.6 |
| 1886.5 | 397812 | 0.1062 | 42231 | 7050510 | 7094834 | -3332.0 | 6668.9 |
| 1943.5 | 42778 | 0.1094 | 4678 | 204871 | 697096 | -3330.9 | 6430.6 |
| 2011.6 | 8143 | 0.1132 | 922 | 37251 | 126751 | -3331.8 | 6655.5 |
| 2063.0 | 806191 | 0.1161 | 93591 | 15625078 | 15723307 | -3331.8 | 6775.6 |
| 2123.5 | 26155 | 0.1195 | 3125 | 248611 | 473502 | -3331.7 | 6429.4 |
| 2183.1 | 10052 | 0.1228 | 1235 | 80742 | 169795 | -3331.7 | 6213.0 |
| 2233.1 | 71101 | 0.1257 | 8935 | 574728 | 1152531 | -3332.5 | 6471.2 |
| 2303.6 | 14078 | 0.1296 | 1825 | 97872 | 205818 | -3331.8 | 6369.4 |
| 2362.8 | 78397 | 0.1330 | 10424 | 537036 | 1063920 | -3333.4 | 6498.3 |
| 2432.1 | 9653 | 0.1369 | 1321 | 50656 | 106527 | -3331.8 | 6587.9 |
| 2486.2 | 9158 | 0.1399 | 1281 | 43177 | 89580 | -3331.8 | 6574.1 |
| 2537.0 | 233664 | 0.1428 | 33359 | 1962500 | 1974837 | -3331.4 | 6773.8 |

5.3.2. ANALISI DINAMICA.

PARAMETRI DI CALCOLO (MODELLO CON E SENZA LIVELLI RIGIDI)

Calcolo secondo NTC 2008

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località TORINO (long. 7.674 lat. 45.070400)

Categoria del suolo di fondazione = B

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.200$

Coeff. di amplificazione topografica $ST = 1.000$

$S = 1.200$

Vita nominale dell'opera VN = 100 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento VR = 150.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 1424

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

a_g 0.726 [g/10]

F_o 2.844

TC^* 0.290

Fattore di struttura q = 2.250

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.205

| CONDIZIONI DI RIFERIMENTO | COEFFICIENTE | PESO RISULTANTE [daN] |
|---------------------------|--------------|-----------------------|
| 1. | 1.000 | 6297740.0 |
| 2. | 1.000 | 1455417.8 |
| 3. | 0.600 | 517284.9 |
| 6. | 0.600 | 44532.6 |

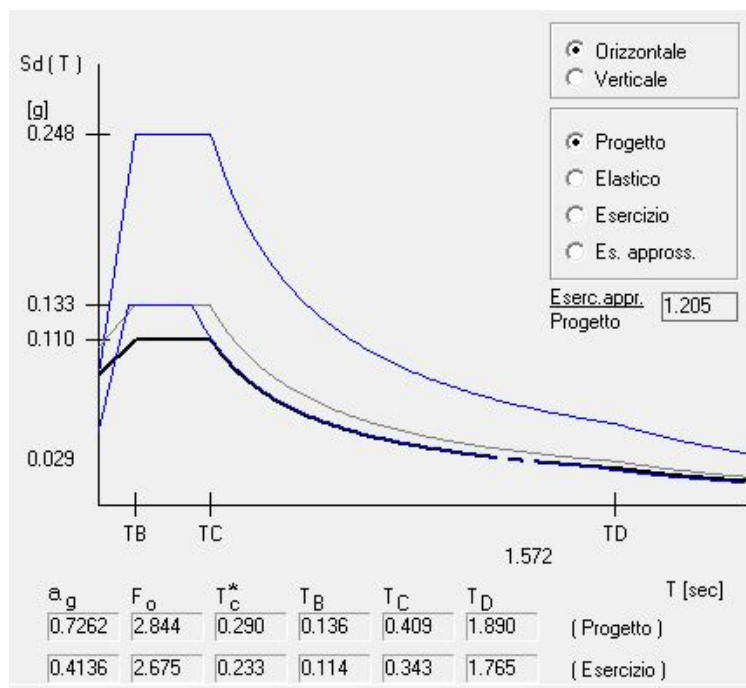


TABELLA AUTOVETTORI - MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

| n | PERI ODO [sec] | MASSA ATTIVATA | | | COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------|-------------------|----------------|--------|-------|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | %X | %Y | %Z | n+1 | n+2 | n+3 | n+4 | n+5 | n+6 | n+7 | n+8 | n+9 | n+10 | n+11 | n+12 | n+13 | n+14 | n+15 | n+16 | n+17 | n+18 | n+19 | n+20 | |
| 1 | 0.423652 | 0.026 | 81.572 | 0.000 | 0.920 | 0.053 | 0.021 | 0.018 | 0.016 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.012 | 0.011 | 0.011 | 0.011 | 0.010 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.008 | 0.008 | 0.008 |
| 2 | 0.411370 | 80.957 | 0.026 | 0.000 | 0.061 | 0.023 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.013 | 0.012 | 0.012 | 0.011 | 0.011 | 0.010 | 0.010 | 0.009 | 0.009 | 0.009 | 0.009 | 0.008 |
| 3 | 0.279840 | 0.168 | 0.000 | 0.000 | 0.144 | 0.103 | 0.086 | 0.079 | 0.071 | 0.064 | 0.055 | 0.051 | 0.050 | 0.045 | 0.043 | 0.040 | 0.036 | 0.035 | 0.033 | 0.028 | 0.028 | 0.027 | 0.026 | 0.025 | 0.024 |
| 4 | 0.219666 | 0.231 | 0.031 | 0.000 | 0.799 | 0.607 | 0.529 | 0.435 | 0.351 | 0.264 | 0.234 | 0.225 | 0.185 | 0.172 | 0.149 | 0.128 | 0.117 | 0.107 | 0.084 | 0.082 | 0.077 | 0.073 | 0.070 | 0.066 | |
| 5 | 0.208926 | 0.185 | 0.138 | 0.000 | 0.916 | 0.837 | 0.712 | 0.577 | 0.424 | 0.370 | 0.354 | 0.283 | 0.260 | 0.220 | 0.186 | 0.167 | 0.151 | 0.114 | 0.112 | 0.104 | 0.097 | 0.092 | 0.087 | | |
| 6 | 0.202716 | 0.010 | 0.305 | 0.000 | 0.981 | 0.900 | 0.766 | 0.574 | 0.500 | 0.477 | 0.376 | 0.343 | 0.287 | 0.238 | 0.212 | 0.190 | 0.140 | 0.137 | 0.126 | 0.118 | 0.111 | 0.104 | | | |
| 7 | 0.199922 | 0.079 | 0.586 | 0.000 | 0.963 | 0.854 | 0.657 | 0.574 | 0.548 | 0.431 | 0.393 | 0.326 | 0.269 | 0.239 | 0.213 | 0.155 | 0.151 | 0.139 | 0.129 | 0.122 | 0.114 | | | | |
| 8 | 0.196060 | 0.033 | 0.018 | 0.000 | 0.954 | 0.782 | 0.693 | 0.663 | 0.524 | 0.477 | 0.394 | 0.322 | 0.284 | 0.251 | 0.180 | 0.175 | 0.160 | 0.148 | 0.139 | 0.130 | | | | | |
| 9 | 0.191820 | 0.038 | 0.821 | 0.000 | 0.913 | 0.833 | 0.804 | 0.650 | 0.594 | 0.490 | 0.397 | 0.348 | 0.306 | 0.215 | 0.208 | 0.190 | 0.175 | 0.163 | 0.152 | | | | | | |
| 10 | 0.185997 | 0.071 | 0.014 | 0.000 | 0.981 | 0.967 | 0.847 | 0.788 | 0.664 | 0.540 | 0.472 | 0.412 | 0.281 | 0.271 | 0.245 | 0.224 | 0.208 | 0.192 | | | | | | | |
| 11 | 0.183442 | 0.091 | 0.201 | 0.000 | 0.998 | 0.924 | 0.874 | 0.753 | 0.620 | 0.542 | 0.472 | 0.319 | 0.307 | 0.277 | 0.252 | 0.234 | 0.215 | | | | | | | | |
| 12 | 0.182581 | 0.063 | 0.104 | 0.000 | 0.946 | 0.900 | 0.783 | 0.648 | 0.568 | 0.495 | 0.333 | 0.321 | 0.289 | 0.263 | 0.243 | 0.223 | | | | | | | | | |
| 13 | 0.178271 | 0.008 | 0.017 | 0.000 | 0.991 | 0.924 | 0.802 | 0.714 | 0.628 | 0.420 | 0.405 | 0.362 | 0.327 | 0.301 | 0.275 | | | | | | | | | | |
| 14 | 0.176604 | 0.004 | 0.072 | 0.000 | 0.964 | 0.860 | 0.775 | 0.687 | 0.462 | 0.444 | 0.397 | 0.358 | 0.329 | 0.300 | | | | | | | | | | | |
| 15 | 0.173234 | 0.020 | 0.100 | 0.000 | 0.958 | 0.893 | 0.811 | 0.560 | 0.539 | 0.480 | 0.433 | 0.396 | 0.359 | | | | | | | | | | | | |
| 16 | 0.169632 | 0.000 | 0.313 | 0.000 | 0.982 | 0.931 | 0.686 | 0.662 | 0.593 | 0.534 | 0.489 | 0.442 | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | 0.167358 | 0.110 | 0.102 | 0.000 | 0.981 | 0.774 | 0.749 | 0.749 | 0.675 | 0.610 | 0.559 | 0.506 | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | 0.165076 | 0.194 | 0.004 | 0.000 | 0.860 | 0.836 | 0.764 | 0.696 | 0.640 | 0.580 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | 0.158556 | 0.135 | 0.488 | 0.000 | 0.998 | 0.977 | 0.938 | 0.893 | 0.834 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | 0.157943 | 1.372 | 0.030 | 0.000 | 0.987 | 0.954 | 0.914 | 0.857 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 21 | 0.156151 | 0.003 | 0.016 | 0.000 | 0.989 | 0.964 | 0.921 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 22 | 0.154525 | 0.106 | 1.224 | 0.000 | 0.992 | 0.966 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | 0.153160 | 1.025 | 0.245 | 0.000 | 0.990 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 24 | 0.151636 | 1.048 | 0.560 | 0.000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MASSA TOTALE | | 85.975 | 86.990 | 0.000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

TABELLA AUTOVETTORI - MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

| n | PERI ODO [sec] | MASSA ATTIVATA | | | COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE | | | | | | | |
|--------------|-------------------|----------------|--------|-------|------------------------------|-------|-------|-------|-----|-----|-----|--|
| | | %X | %Y | %Z | n+1 | n+2 | n+3 | n+4 | n+5 | n+6 | n+7 | |
| 1 | 0.396321 | 0.023 | 77.229 | 0.000 | 0.929 | 0.052 | 0.005 | 0.005 | | | | |
| 2 | 0.385555 | 76.875 | 0.025 | 0.000 | 0.059 | 0.005 | 0.005 | | | | | |
| 3 | 0.260146 | 0.146 | 0.026 | 0.000 | 0.013 | 0.012 | | | | | | |
| 4 | 0.115369 | 0.002 | 10.421 | 0.000 | 0.935 | | | | | | | |
| 5 | 0.112376 | 9.919 | 0.002 | 0.000 | | | | | | | | |
| MASSA TOTALE | | 86.965 | 87.704 | 0.000 | | | | | | | | |

CONDIZIONI DI CARICO PER MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI.

- 001) Peso_proprio_____ [Peso proprio]
 384 pesi propri aste
 4249 pesi propri gusci
 67 carichi di solaio
 1] tipo n. 001) Globale -0.012 daN/cm2 pp_solaio_legno_P2
 66] tipo n. 002) Globale -0.020 daN/cm2 pp_solaio_CA_sp8
- 002) Permanente_____ [Permanente]
 27 carichi ai nodi
 4 tipo n. 001) Forza Z -1800 daN F1_setto_R5
 10 tipo n. 002) Forza Z -3600 daN F2_setto_R5
 4 tipo n. 003) Forza Z -5337 daN F2+Fpil_setto_R5
 2 tipo n. 004) Forza Z -2778 daN F1_setto_DC
 7 tipo n. 005) Forza Z -4556 daN F2_setto_DC
 3020 carichi su gusci
 1163 tipo n. 001) Distribuito Z Globale -0.045 daN/cm2 riempim_volte
 1445 tipo n. 002) Distribuito Z Globale -0.020 daN/cm2 sottofondo+pav_volte
 159 tipo n. 004) Distribuito Z Globale -0.016 daN/cm2 sottofondo+pav_pian
 159 tipo n. 005) Distribuito Z Globale -0.025 daN/cm2 riempimento_pian
 47 tipo n. 006) Distribuito Z Globale -0.017 daN/cm2 riempimento_rampe
 47 tipo n. 008) Distribuito Z Globale -0.010 daN/cm2 gradini_pietra
 33 carichi di solaio
 33] tipo n. 003) Globale -0.002 daN/cm2 pp_lami era_cop
- 003) C1: Var_scuole_DM1975 [C1: Osp, Rist, Banc, Scuole]
 1445 carichi su gusci
 1445 tipo n. 003) Distribuito Z Globale -0.035 daN/cm2 var_scuole_DM1975
 1 carichi di solaio
 1] tipo n. 005) Globale -0.035 daN/cm2 var_scuole_DM1975
- 004) Neve_(<1000m_slm)___ [Neve (<1000m slm)]
 33 carichi di solaio
 33] tipo n. 004) Globale -0.012 daN/cm2 neve_T0_cop
- 005) H1: Var_sottotetto [H1: Cop, Sottot sola manut]
 33 carichi di solaio
 33] tipo n. 006) Globale -0.005 daN/cm2 var_cop+sottotetti
- 006) C2: Var_scala [C2: Balc, Sca, Cinema, Trib]
 206 carichi su gusci
 206 tipo n. 007) Distribuito Z Globale -0.040 daN/cm2 var_scala
- 007) PP_fondazioni [Peso proprio fondaz]
 230 pesi propri aste
 930 pesi propri gusci
- 008) Sisma_X [Sisma X SLU (st lin)]
 3359 forze sismiche dir. X
- 009) Sisma_Y [Sisma Y SLU (st lin)]
 3359 forze sismiche dir. Y
- 010) Torcente_add._X [Torcente addiz X SLU]
 3359 torcenti al nodo
- 011) Torcente_add._Y [Torcente addiz Y SLU]
 3359 torcenti al nodo
- 012) Autovett_001_(X) [Modo proprio X]
 159 carichi ai nodi
- 013) Autovett_001_(Y) [Modo proprio Y]
 403 carichi ai nodi
- 014) Autovett_002_(X) [Modo proprio X]
 403 carichi ai nodi
- 015) Autovett_002_(Y) [Modo proprio Y]
 176 carichi ai nodi
- 016) Autovett_003_(X) [Modo proprio X]
 401 carichi ai nodi

- 017) Autovett_003_(Y) [Modo proprio Y]
 395 carichi ai nodi
- 018) Autovett_004_(X) [Modo proprio X]
 38 carichi ai nodi
- 019) Autovett_004_(Y) [Modo proprio Y]
 403 carichi ai nodi
- 020) Autovett_005_(X) [Modo proprio X]
 403 carichi ai nodi
- 021) Autovett_005_(Y) [Modo proprio Y]
 76 carichi ai nodi

CASI DI CARICO PER MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI.

| NOME | DESCRIZIONE | VERIFICA | TIPO | CONDIZ. INSERITE | | | CASI INSERITI | |
|------|--------------------|----------|-------|------------------|--------|--------|---------------|--------|
| | | | | Num. | Coeff. | Segno | Num. | Coeff. |
| 1 | SLU SENZA SISMA | S. L. U. | somma | 1 | 1.200 | + | | |
| | | | | 2 | 1.300 | + | | |
| | | | | 3 | 1.500 | + | | |
| | | | | 4 | 1.500 | + | | |
| | | | | 5 | 1.500 | + | | |
| | | | | 6 | 1.500 | + | | |
| | | | | 7 | 1.200 | + | | |
| 2 | SISMAX SLU | nessuna | somma | 10 | 1.000 | ± | | |
| | | | | 12 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 14 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 16 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 18 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 20 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 22 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 24 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 26 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 28 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 30 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 32 | 1.000 | quadr. | | |
| 3 | SISMAY SLU | nessuna | somma | 11 | 1.000 | ± | | |
| | | | | 13 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 15 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 17 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 19 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 21 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 23 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 25 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 27 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 29 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 31 | 1.000 | quadr. | | |
| 33 | 1.000 | quadr. | | | | | | |
| 4 | SLU con SISMAX | S. L. U. | somma | 1 | 1.000 | + | 2 | 1.000 |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.600 | + | | |
| | | | | 6 | 0.600 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| 5 | SLU con SISMAY | S. L. U. | somma | 1 | 1.000 | + | 3 | 1.000 |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.600 | + | | |
| | | | | 6 | 0.600 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| 6 | SLU FON con SISMAX | SLU_FON | somma | 1 | 1.000 | + | 2 | 1.100 |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.600 | + | | |
| | | | | 6 | 0.600 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| 7 | SLU FON con SISMAY | SLU_FON | somma | 1 | 1.000 | + | 3 | 1.100 |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.600 | + | | |
| | | | | 6 | 0.600 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |

| | | | | | | | | |
|----|-----------|---------|-------|----|------------|----------|-------|---|
| 8 | SLUGeo | SLU_GEO | somma | 1 | 1.000 | + | | |
| | | | | 2 | 1.300 | + | | |
| | | | | 3 | 1.300 | + | | |
| | | | | 4 | 1.300 | + | | |
| | | | | 5 | 1.300 | + | | |
| | | | | 6 | 1.300 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| 9 | Rara | Rara | somma | 1 | 1.000 | + | | |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 1.000 | + | | |
| | | | | 4 | 1.000 | + | | |
| | | | | 5 | 1.000 | + | | |
| | | | | 6 | 1.000 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| 10 | Frequente | Freq. | somma | 1 | 1.000 | + | | |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.700 | + | | |
| | | | | 4 | 0.200 | + | | |
| | | | | 6 | 0.700 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| | | | | 11 | Quasi Perm | S. L. U. | somma | 1 |
| 2 | 1.000 | + | | | | | | |
| 3 | 0.600 | + | | | | | | |
| 6 | 0.600 | + | | | | | | |
| 7 | 1.000 | + | | | | | | |

CONDIZIONI DI CARICO PER MODELLO CON LIVELLI RIGIDI.

001) Peso_proprio_____ [Peso proprio]

384 pesi propri aste
4249 pesi propri gusci
67 carichi di solaio
1] tipo n. 001) Globale -0.012 daN/cm2 pp_solaio_legno_P2
66] tipo n. 002) Globale -0.020 daN/cm2 pp_solotta_CA_sp8

002) Permanente_____ [Permanente]

27 carichi ai nodi
4 tipo n. 001) Forza Z -1800 daN F1_setto_R5
10 tipo n. 002) Forza Z -3600 daN F2_setto_R5
4 tipo n. 003) Forza Z -5337 daN F2+Fpil_setto_R5
2 tipo n. 004) Forza Z -2778 daN F1_setto_DC
7 tipo n. 005) Forza Z -4556 daN F2_setto_DC
3020 carichi su gusci
1163 tipo n. 001) Distribuito Z Globale -0.045 daN/cm2 riempim_volte
1445 tipo n. 002) Distribuito Z Globale -0.020 daN/cm2 sottofondo+pav_volte
159 tipo n. 004) Distribuito Z Globale -0.016 daN/cm2 sottofondo+pav_pian
159 tipo n. 005) Distribuito Z Globale -0.025 daN/cm2 riempimento_pian
47 tipo n. 006) Distribuito Z Globale -0.017 daN/cm2 riempimento_rampe
47 tipo n. 008) Distribuito Z Globale -0.010 daN/cm2 gradini_pietra
33 carichi di solaio
33] tipo n. 003) Globale -0.002 daN/cm2 pp_lami era_cop

003) C1: Var_scuole_DM1975 [C1: Osp, Ri st, Banc, Scuole]

1445 carichi su gusci
1445 tipo n. 003) Distribuito Z Globale -0.035 daN/cm2 var_scuole_DM1975
1 carichi di solaio
1] tipo n. 005) Globale -0.035 daN/cm2 var_scuole_DM1975

004) Neve_(<1000m_slm)_____ [Neve (<1000m slm)]

33 carichi di solaio
33] tipo n. 004) Globale -0.012 daN/cm2 neve_T0_cop

005) H1: Var_sottotetto [H1: Cop, Sottot sola manut]

33 carichi di solaio
33] tipo n. 006) Globale -0.005 daN/cm2 var_cop+sottotetti

006) C2: Var_scala [C2: Bal c, Sca, Ci nema, Trib]

206 carichi su gusci
206 tipo n. 007) Distribuito Z Globale -0.040 daN/cm2 var_scala

007) PP_fondazioni [Peso proprio fondaz]

230 pesi propri aste
930 pesi propri gusci

008) Sisma_X [Sisma X SLU (st lin)]

3359 forze sismiche dir. X
 009) Sisma_Y [Sisma Y SLU (st lin)]
 3359 forze sismiche dir. Y
 010) Torcente_add._X [Torcente addiz X SLU]
 3359 torcenti al nodo
 011) Torcente_add._Y [Torcente addiz Y SLU]
 3359 torcenti al nodo
 012) Autovett_001_(X) [Modo proprio X]
 262 carichi ai nodi
 013) Autovett_001_(Y) [Modo proprio Y]
 1060 carichi ai nodi
 014) Autovett_002_(X) [Modo proprio X]
 1060 carichi ai nodi
 015) Autovett_002_(Y) [Modo proprio Y]
 350 carichi ai nodi
 016) Autovett_006_(X) [Modo proprio X]
 636 carichi ai nodi
 017) Autovett_006_(Y) [Modo proprio Y]
 954 carichi ai nodi
 018) Autovett_007_(X) [Modo proprio X]
 891 carichi ai nodi
 019) Autovett_007_(Y) [Modo proprio Y]
 1017 carichi ai nodi
 020) Autovett_009_(X) [Modo proprio X]
 873 carichi ai nodi
 021) Autovett_009_(Y) [Modo proprio Y]
 1027 carichi ai nodi
 022) Autovett_016_(X) [Modo proprio X]
 194 carichi ai nodi
 023) Autovett_016_(Y) [Modo proprio Y]
 990 carichi ai nodi
 024) Autovett_019_(X) [Modo proprio X]
 988 carichi ai nodi
 025) Autovett_019_(Y) [Modo proprio Y]
 1029 carichi ai nodi
 026) Autovett_020_(X) [Modo proprio X]
 1050 carichi ai nodi
 027) Autovett_020_(Y) [Modo proprio Y]
 897 carichi ai nodi
 028) Autovett_022_(X) [Modo proprio X]
 963 carichi ai nodi
 029) Autovett_022_(Y) [Modo proprio Y]
 1045 carichi ai nodi
 030) Autovett_023_(X) [Modo proprio X]
 1042 carichi ai nodi
 031) Autovett_023_(Y) [Modo proprio Y]
 992 carichi ai nodi
 032) Autovett_024_(X) [Modo proprio X]
 1036 carichi ai nodi
 033) Autovett_024_(Y) [Modo proprio Y]
 995 carichi ai nodi

CASI DI CARICO PER MODELLO CON LIVELLI RIGIDI.

| NOME | DESCRIZIONE | VERIFICA | TIPO | CONDIZ. INSERITE | | | CASI INSERITI | |
|------|--------------------|-------------|-------|------------------|--------|--------|---------------|--------|
| | | | | Num. | Coeff. | Segno | Num. | Coeff. |
| 1 | SLU SENZA SISMA | S. L. U. | somma | 1 | 1.200 | + | | |
| | | | | 2 | 1.300 | + | | |
| | | | | 3 | 1.500 | + | | |
| | | | | 4 | 1.500 | + | | |
| | | | | 5 | 1.500 | + | | |
| | | | | 6 | 1.500 | + | | |
| | | | | 7 | 1.200 | + | | |
| 2 | SISMAX SLU | nessuna | somma | 10 | 1.000 | ± | | |
| | | | | 12 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 14 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 16 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 18 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 20 | 1.000 | quadr. | | |
| 3 | SISMAY SLU | nessuna | somma | 11 | 1.000 | ± | | |
| | | | | 13 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 15 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 17 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 19 | 1.000 | quadr. | | |
| | | | | 21 | 1.000 | quadr. | | |
| 4 | SLU con SISMAX | S. L. U. | somma | 1 | 1.000 | + | 2 | 1.000 |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.600 | + | | |
| | | | | 6 | 0.600 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| | | | | | | | | |
| 5 | SLU con SISMAY | S. L. U. | somma | 1 | 1.000 | + | 3 | 1.000 |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.600 | + | | |
| | | | | 6 | 0.600 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| | | | | | | | | |
| 6 | SLU FON con SISMAX | SLU_FON | somma | 1 | 1.000 | + | 2 | 1.100 |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.600 | + | | |
| | | | | 6 | 0.600 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| | | | | | | | | |
| 7 | SLU FON con SISMAY | SLU_FON | somma | 1 | 1.000 | + | 3 | 1.100 |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.600 | + | | |
| | | | | 6 | 0.600 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| | | | | | | | | |
| 8 | SLUGeo | SLU_GEO | somma | 1 | 1.000 | + | | |
| | | | | 2 | 1.300 | + | | |
| | | | | 3 | 1.300 | + | | |
| | | | | 4 | 1.300 | + | | |
| | | | | 5 | 1.300 | + | | |
| | | | | 6 | 1.300 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| 9 | Rara | Rara | somma | 1 | 1.000 | + | | |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 1.000 | + | | |
| | | | | 4 | 1.000 | + | | |
| | | | | 5 | 1.000 | + | | |
| | | | | 6 | 1.000 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| 10 | Frequente | Freq. | somma | 1 | 1.000 | + | | |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.700 | + | | |
| | | | | 4 | 0.200 | + | | |
| | | | | 6 | 0.700 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| | | | | | | | | |
| 11 | Quasi Perm | Quasi Perm. | somma | 1 | 1.000 | + | | |
| | | | | 2 | 1.000 | + | | |
| | | | | 3 | 0.600 | + | | |
| | | | | 6 | 0.600 | + | | |
| | | | | 7 | 1.000 | + | | |
| | | | | | | | | |

6. VERIFICHE MURATURE EFFETTUATE SULL'ESISTENTE (MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI INTERMEDI).

6.1. SLU SENZA SISMA.

Nelle figg. 9A - 32A sono riportate, per le murature, le risultanze del calcolo di verifica per il caso di carico 1 (SLU). Sono indicate le tensioni max alle facce superiori ed inferiori dei gusci ed il coefficiente di sicurezza globale in compressione ed in trazione confrontato con i dati di resistenza delle murature assunti.

Dai diagrammi si può agevolmente riscontrare come vi siano criticità in aree localizzate all'imposta delle volte sul tamburo centrale (fig.12A) e negli elementi ad arco delle murature sui setti (figg. 15A, 18A, 21A, 24A, 27A) e tali criticità sono riscontrate solo sulle tensioni di trazione: considerando che il metodo di verifica del programma non tiene conto del fenomeno di parzializzazione delle sezioni in muratura, e che le tensioni di compressione sono ovunque assai basse, si può affermare, anche con il confronto con la mancanza di lesioni nelle parti non verificate, che il grado di sicurezza dello stato attuale è accettabile.

Per quanto riguarda l'arcone di supporto del vestibolo al primo piano, (figg. 30A -32A) si può constatare come le tensioni ad una faccia dell'arco, confrontate con le compressioni alla faccia opposta, consentano di posizionare la curva delle pressioni all'interno della sezione stessa e le basse compressioni al lembo superiore consentono una parzializzazione della sezione in sicurezza (affermazione corroborata dalla mancanza di lesioni riscontrate sulla faccia inferiore dell'arco).

6.2. INVILUPPO SLU+SISMA X E SLU+SISMA Y

Nelle figg. 33A - 56A sono riportate, con le stesse indicazioni di tensioni e di coefficiente di sicurezza, le risultanze del calcolo delle murature per l'inviluppo delle condizioni 4 e 5.

Anche qui emergono le criticità legate alle trazioni nella muratura riscontrate nelle stesse zone della condizione 1, con una maggiore estensione del fenomeno, sostanzialmente localizzata sugli elementi ad arco in corrispondenza dell'imposta delle volte.

Dall'analisi delle tensioni e della loro distribuzione vale quanto affermato nel paragrafo precedente circa la redistribuzione delle tensioni di trazione, non calcolate dal programma di verifica.

Anche per l'arcone sul vestibolo del primo piano vale quanto detto precedentemente.

Le verifiche delle parti in c.a. sono riportate al successivo paragrafo 10.

7. VERIFICHE CON INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO (MODELLO CON LIVELLI RIGIDI).

Dall'analisi dei risultati delle verifiche sull'esistente e sulla localizzazione delle tensioni di trazione sulle murature si è provveduto ad irrigidire la costruzione con l'inserimento di una soletta in c.a. di 10 cm di spessore (in sostituzione del sottofondo della pavimentazione ai vari livelli, non vincolata alle murature), con armatura diffusa (doppia rete elts Φ 8/20 x 20) immorsata nelle pareti perimetrali con barre resinate Φ 16/50cm.

Tale diaframma orizzontale consente, oltre alla possibilità di definire con sicurezza il funzionamento del modello con piani rigidi intermedi, di bloccare gli spostamenti orizzontali intermedi della muratura dei setti, consentendo una notevole riduzione delle trazioni nella muratura stessa in corrispondenza dei solai e degli archi.

Infatti, dall'analisi delle figg. 9B - 32B (SLU SENZA SISMA) le tensioni di trazione nella muratura (oltre alle tensioni di compressione) rientrano tutte entro i limiti di resistenza definiti salvo che per l'arcone sul vestibolo al primo piano (figg. 30B - 32B) per il quale valgono le considerazioni relative alla parzializzazione dell'arco riportate nel paragrafo precedente, comunque con un netto miglioramento dei livelli di tensione.

Anche per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche (figg. 33B - 56B), le tensioni di trazione nelle murature si verificano solo in piccole parti degli archi in corrispondenza dei solai, per le quali è agevole ipotizzare una redistribuzione delle tensioni per la parzializzazione delle sezioni.

Le figure riportate al par. 8 sono state impaginate in modo che il confronto tra gli stati tensionali massimi ed i coefficienti di verifica fosse di facile lettura.

I risultati ottenuti manifestano una sostanziale stabilità ed equilibrio complessivo della struttura, sia in ambito statico che dinamico, che trova corrispondenza nel perfetto stato delle murature rilevato. Non si è trovato infatti alcun tipo di lesione o frattura nella struttura muraria verticale e nelle volte. I risultati del modello evidenziano innanzitutto che la legge costitutiva isotropa del materiale mostra dei limiti nel rappresentare il reale comportamento della muratura in corrispondenza delle aperture ad arco delle finestre nei maschi murari. In queste zone, soprattutto nel modello dello stato di fatto, sono riportate ampie aree a trazione. Nella realtà è normale che le trazioni in queste zone sussistano, ma normalmente sono di ridotte dimensioni in ragione dell'orditura a raggera dei letti di malta. Inoltre il numero ridotto di shell in queste zone e il carattere lineare delle stesse, ha contribuito a rappresentare una condizione tensionale più gravosa di quella reale.

In generale la struttura si manifesta stabile già allo stato di fatto anche sotto carichi sismici. In particolare si evidenzia come i maschi tanto dei muri cilindrici esterni e interni, quanto nei muri portanti radiali siano sempre soggetti esclusivamente a compressione, per di più quasi mai superiore alla metà del limite di compressione massima di progetto. Taglio e trazione si manifestano solo nei pannelli sottofinestra e soprafinestra di alcune finestre e nei soprafinestra di alcune porte. La creazione di piani rigidi determinati dall'intervento di consolidamento va a limitare ulteriormente il manifestarsi di queste zone di trazione e taglio, tanto da renderle di carattere marginale per la stabilità anche solo degli elementi strutturali locali.

La struttura complessivamente intesa, non mostra uno stato tensionale tale da pregiudicare l'equilibrio statico complessivo, tanto sotto carichi statici, quanto sotto carichi sismici. Confrontando i modelli dello stato di fatto e quello con i consolidamenti si può apprezzare come l'inserimento di piani rigidi determini una redistribuzione dei carichi verticali più omogenea e una sostanziale eliminazione delle aree soggette a stati tensionali di trazione. Ciò avviene tanto nei maschi murari cilindrici, quanto in quelli radiali. Il tipo di struttura e le sollecitazioni riscontrate

nella modellazione numerica non evidenziano la necessità di svolgere verifiche di cinematici di collasso locale per effetto di sollecitazioni fuori del piano.

Dalle analisi effettuate si può dichiarare che, con gli interventi previsti dal progetto il grado di miglioramento strutturale può essere definito come adeguamento dell'edificio rispetto alle Norme attuali.

7.1. DEFORMAZIONI.

Nelle figg. 57 e 58 sono riportate le deformazioni massime relative alle condizioni di sisma X e di sisma Y.

Dalla lettura dei punti determinanti in corrispondenza di solai si hanno deformazioni massime di 0.5 cm, che moltiplicate per il fattore di struttura di 2.25 assunto per il calcolo, comportano valori di 1.13 cm largamente rientranti nel dato di 1 cm per metro di altezza, sia per la dimensione massima in altezza dell'edificio che per gli spostamenti interpiano, per cui non si verificano danni alle strutture portate in caso di sisma.

8. COEFFICIENTI DI SICUREZZA MURATURE E DIAGRAMMI TENSIONI PRINCIPALI.

In questa sezione si riportano gli schemi geometrici delle mesh impiegate per la modellazione degli elementi a macroguscio (muri circolari, setto diametro principale, setti radiali), seguite dalle schede sintetiche dei risultati delle verifiche. Le schede sono organizzate in due gruppi: il primo riguarda la verifica per lo stato limite SLU SENZA SISMA, il secondo quella complessiva per gli SLU + SISMA X e SLU + SISMA Y; per mostrare l'efficacia dell'intervento di miglioramento rappresentato dall'inserimento dei piani rigidi alla quota d'imposta dei livelli voltati, per ognuno degli stati limite le schede presentano a confronto il risultato ottenuto mediante la modellazione senza livelli rigidi (corrispondente alla configurazione esistente) e quello della modellazione con livelli rigidi (successiva all'intervento di miglioramento).

FIG. 1 - SCHEMA IDENTIFICATIVO SETTI OGGETTO DI VERIFICA

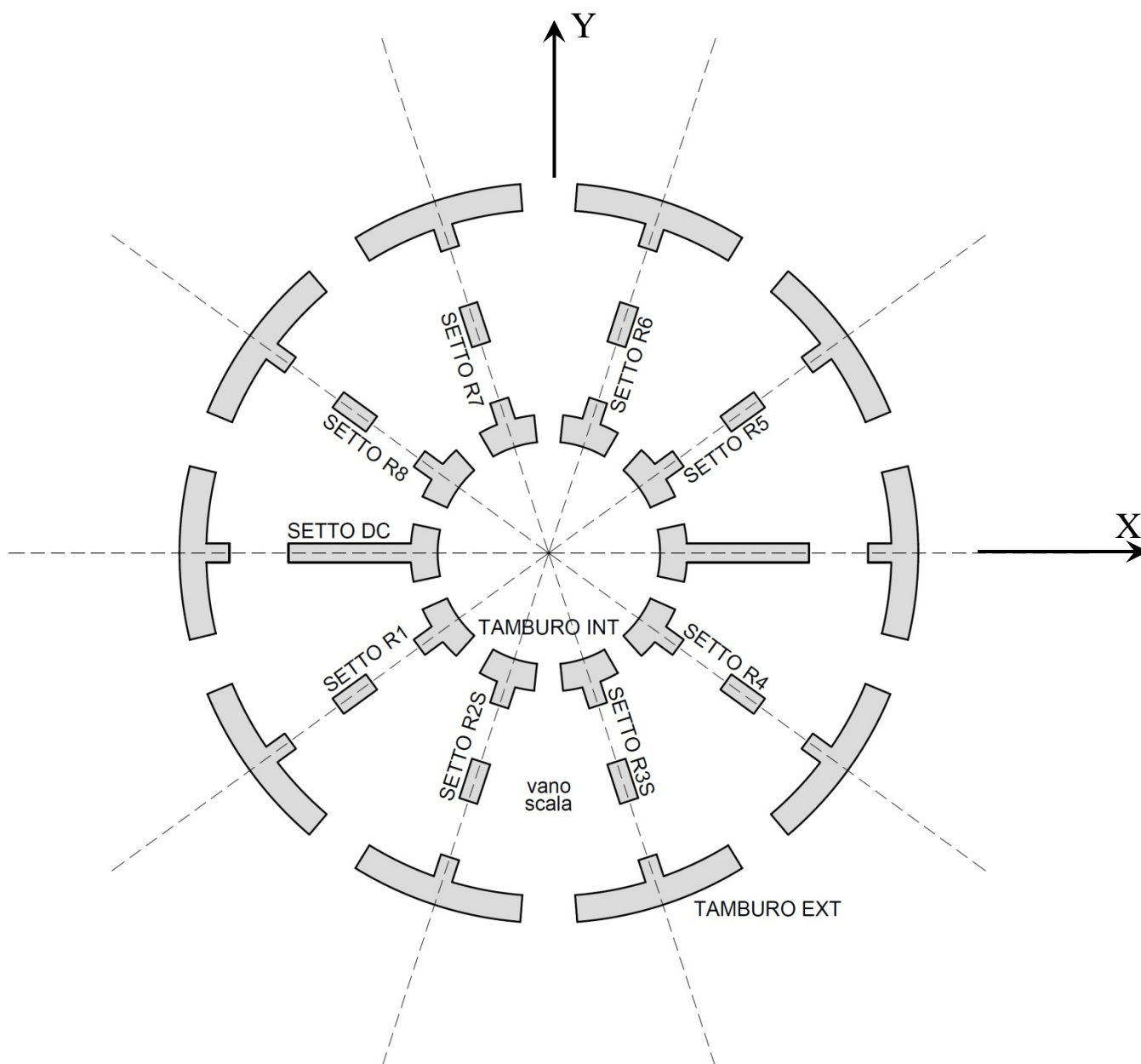


FIG. 2 – MESH GUSCI PER MURO PERIMETRALE ANULARE ESTERNO E PER MURO CIRCOLARE INTERNO

2A - TAMBURO EXT

2B - TAMBURO INT

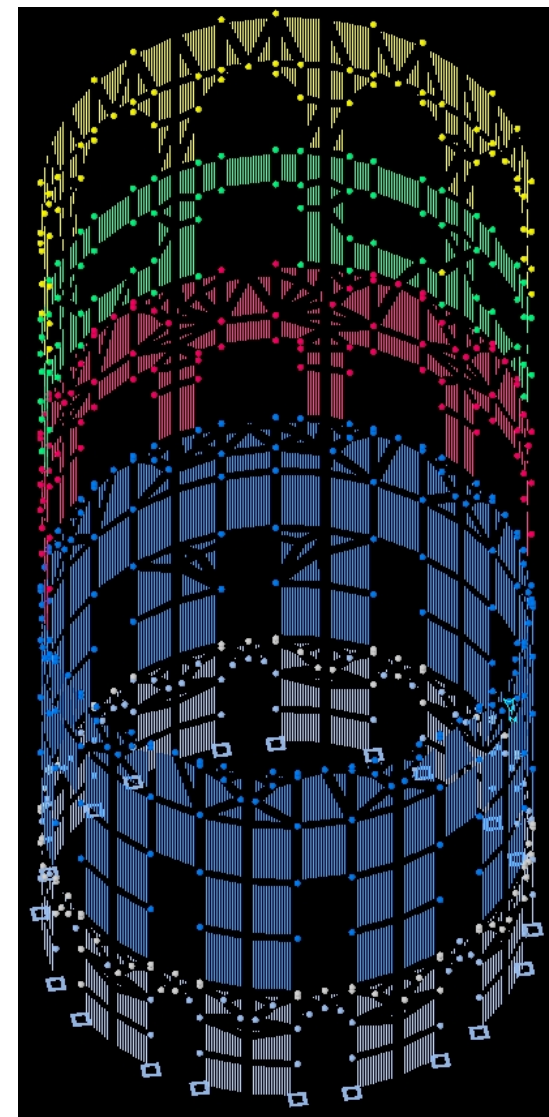
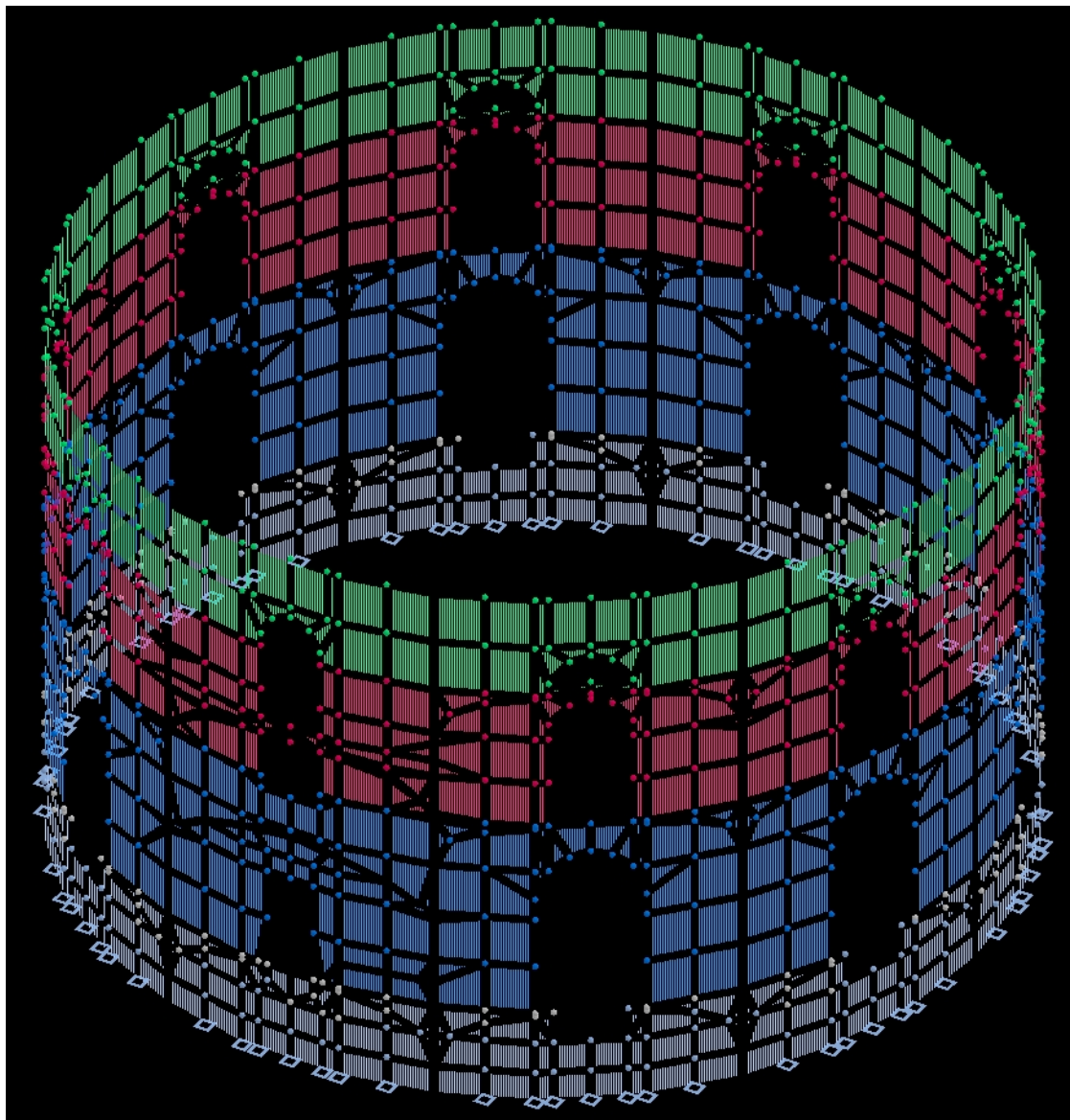


FIG. 3 - MESH GUSCI PER MURO DIAMETRO PRINCIPALE (SETTO DC)



FIG. 4 - MESH GUSCI PER SETTI RADIALI R1+R5

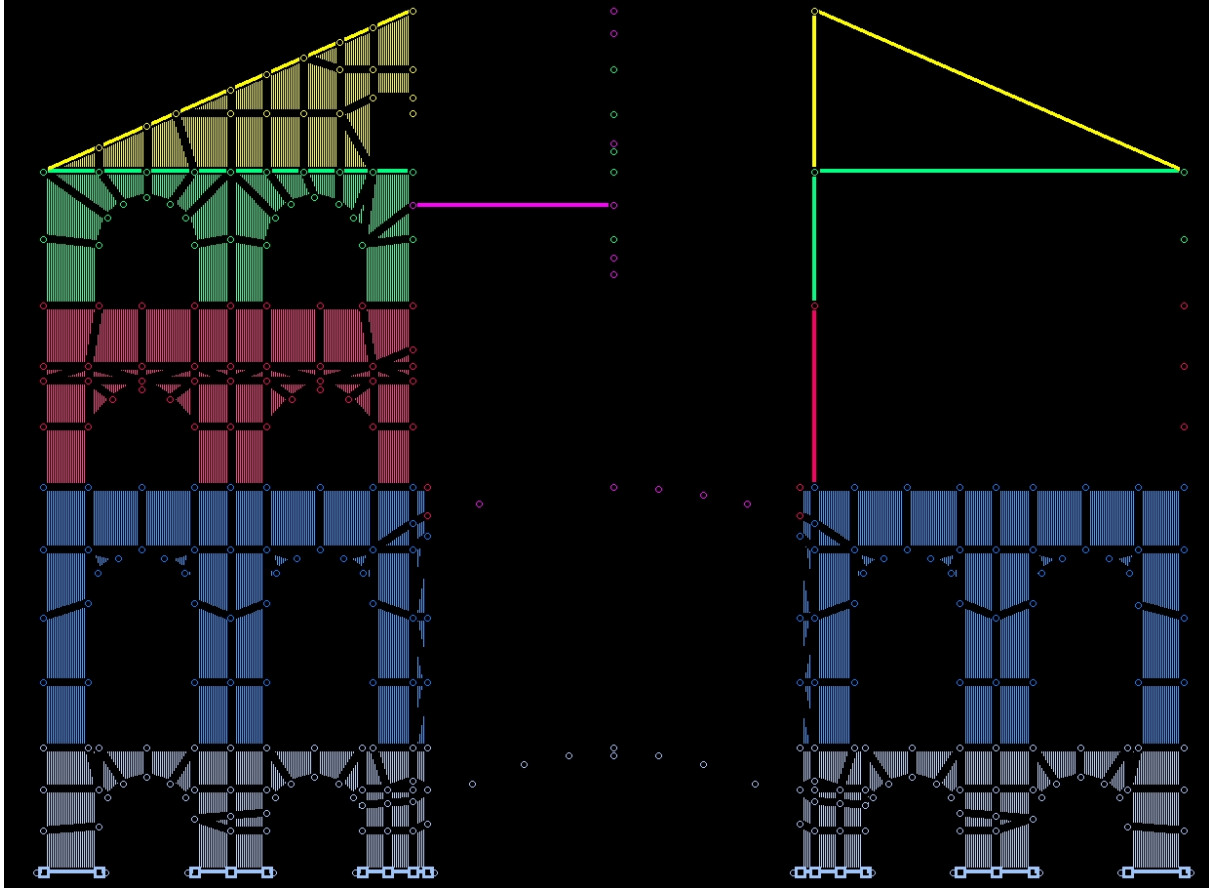


FIG. 5 - MESH GUSCI PER SETTI RADIALI R2S (MURO VANO SCALA LATO SX)+R6

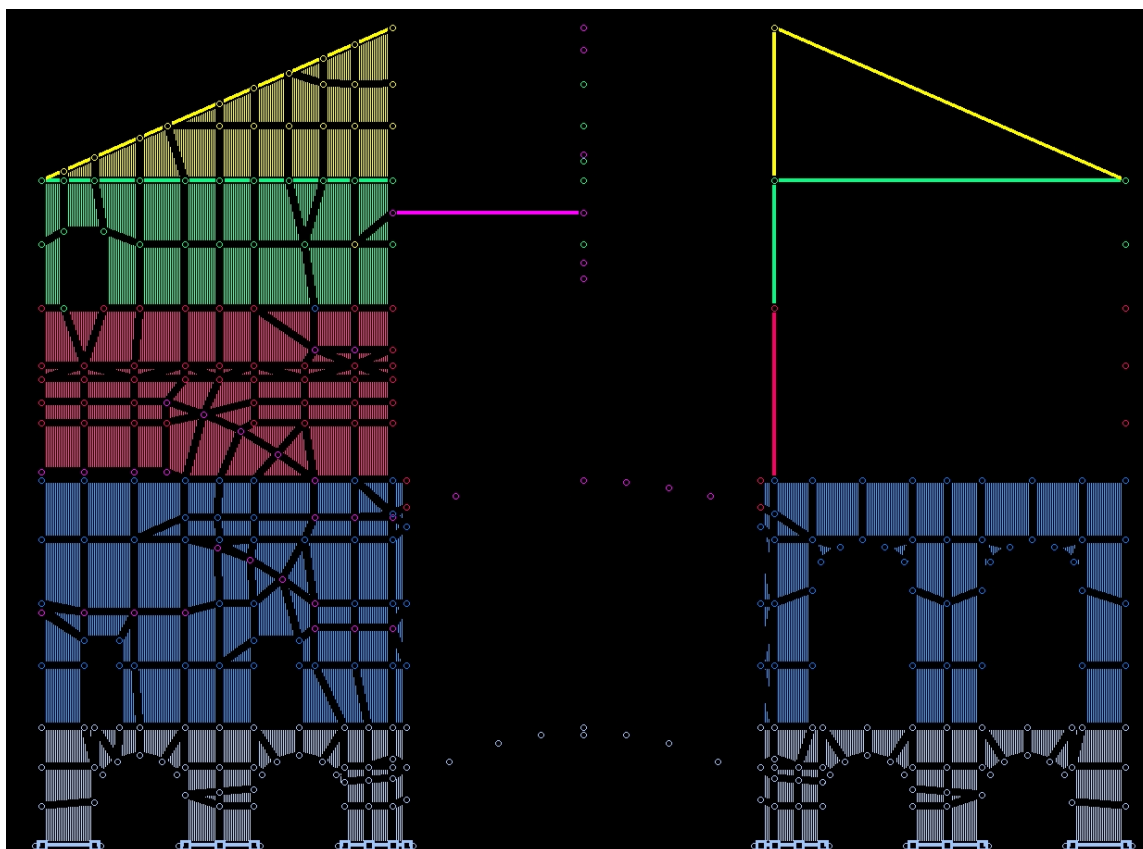


FIG. 6 - MESH GUSCI PER SETTI RADIALI R3S (MURO VANO SCALA LATO DX)+R7

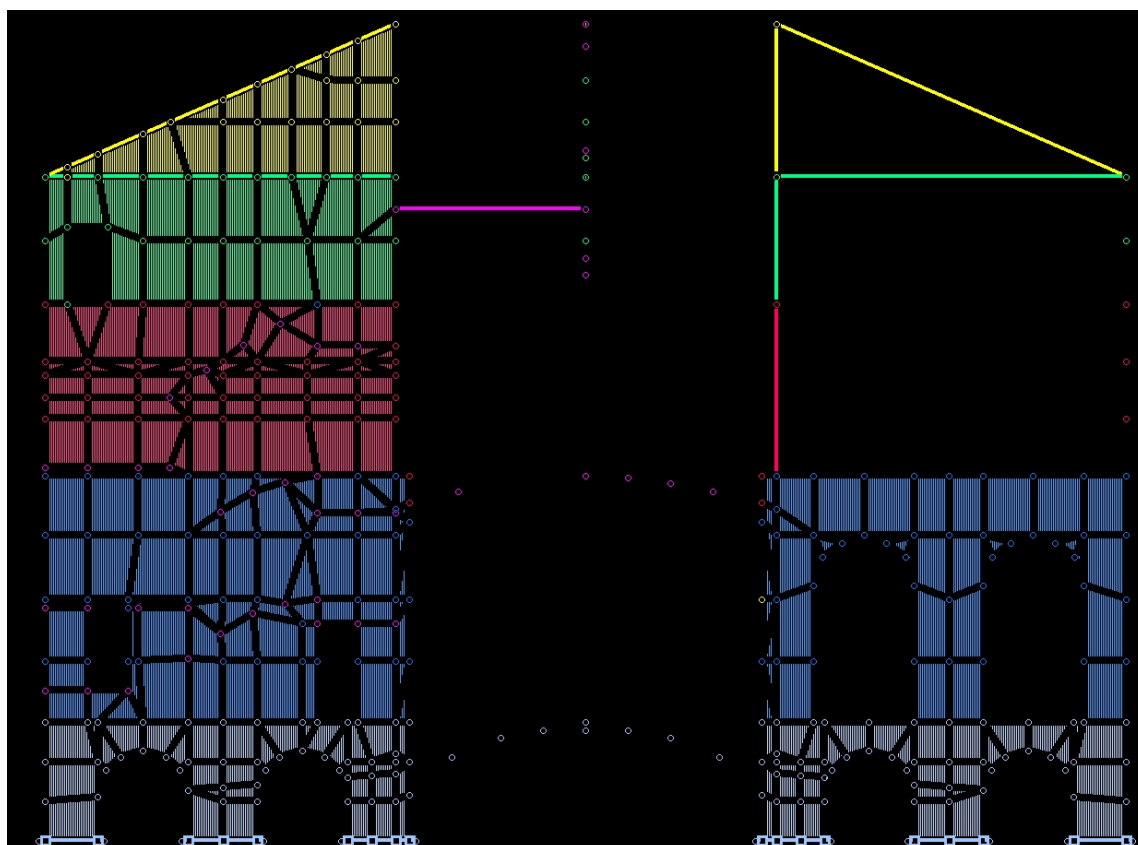


FIG. 7 - MESH GUSCI PER SETTI RADIALI R4+R8

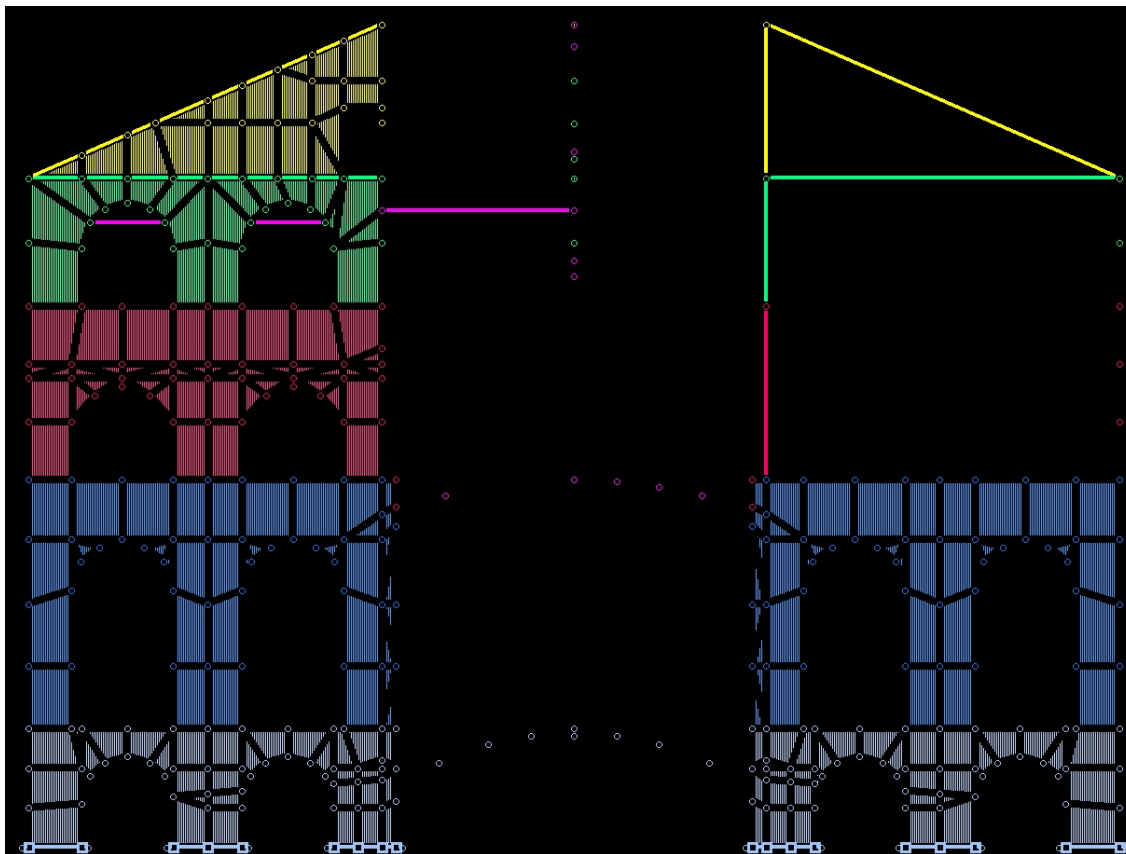
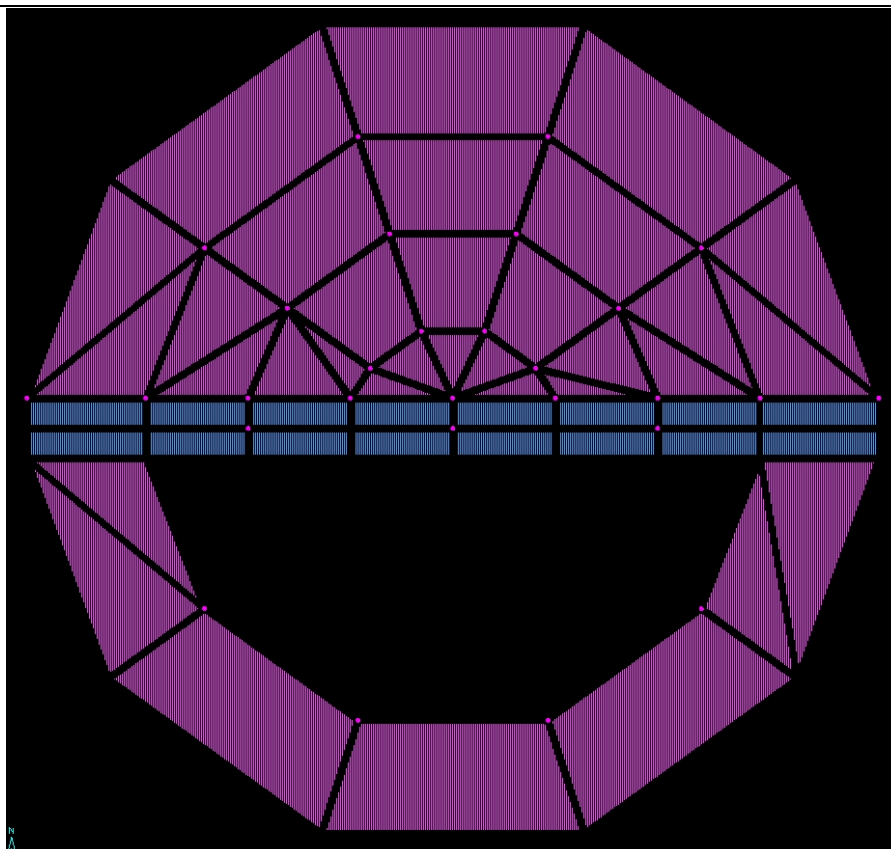


FIG. 8 - MESH GUSCI PER VOLTA ATRIO PT ED ARCO INTERMEDIO (ARCONE 1)
I gusci costituenti l'arco (posto al di sotto dell'apertura al secondo livello del setto DC) sono in blu



| | |
|---|--|
| ID. EL. | TAMBURO EXT (muro circolare perimetrale esterno) |
| CASO | SLU SENZA SISMA |
| FIG. 9A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

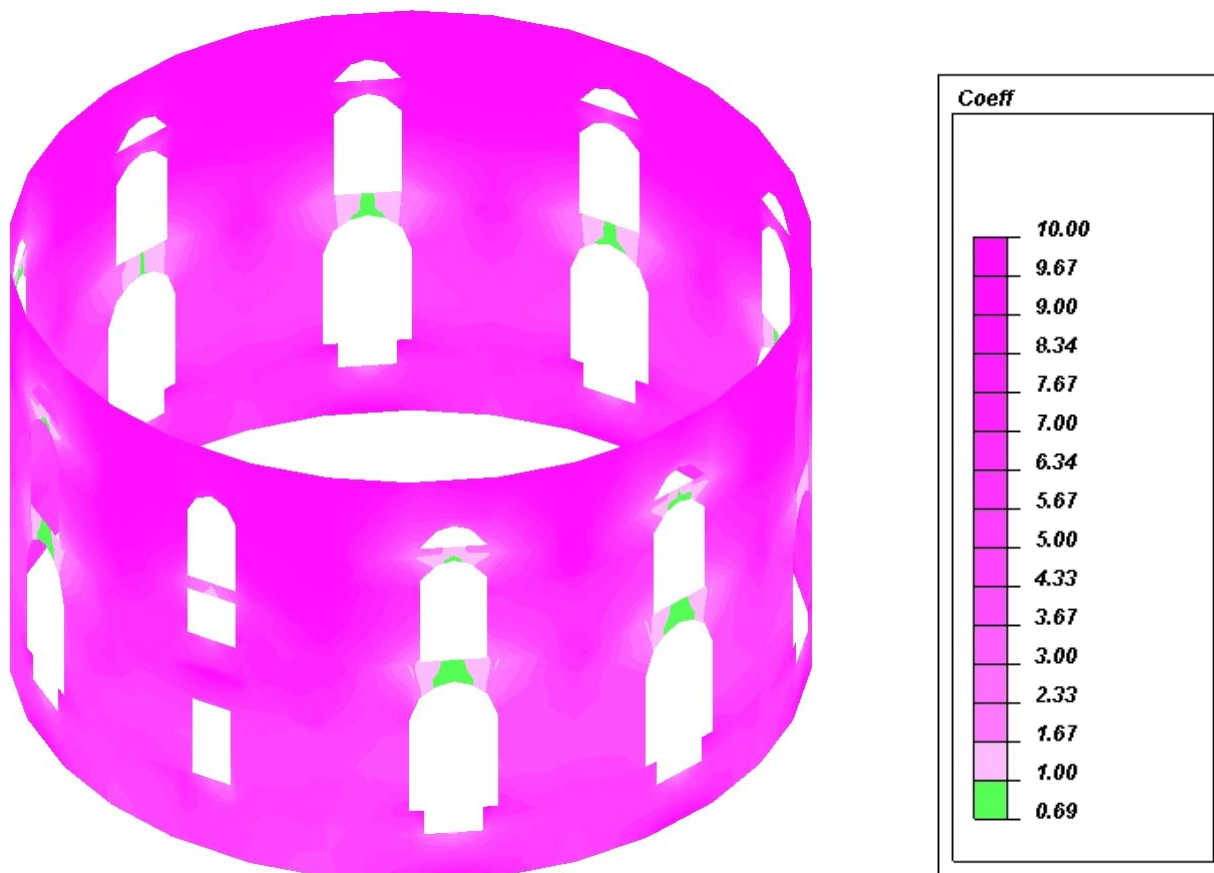


FIG. 9B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

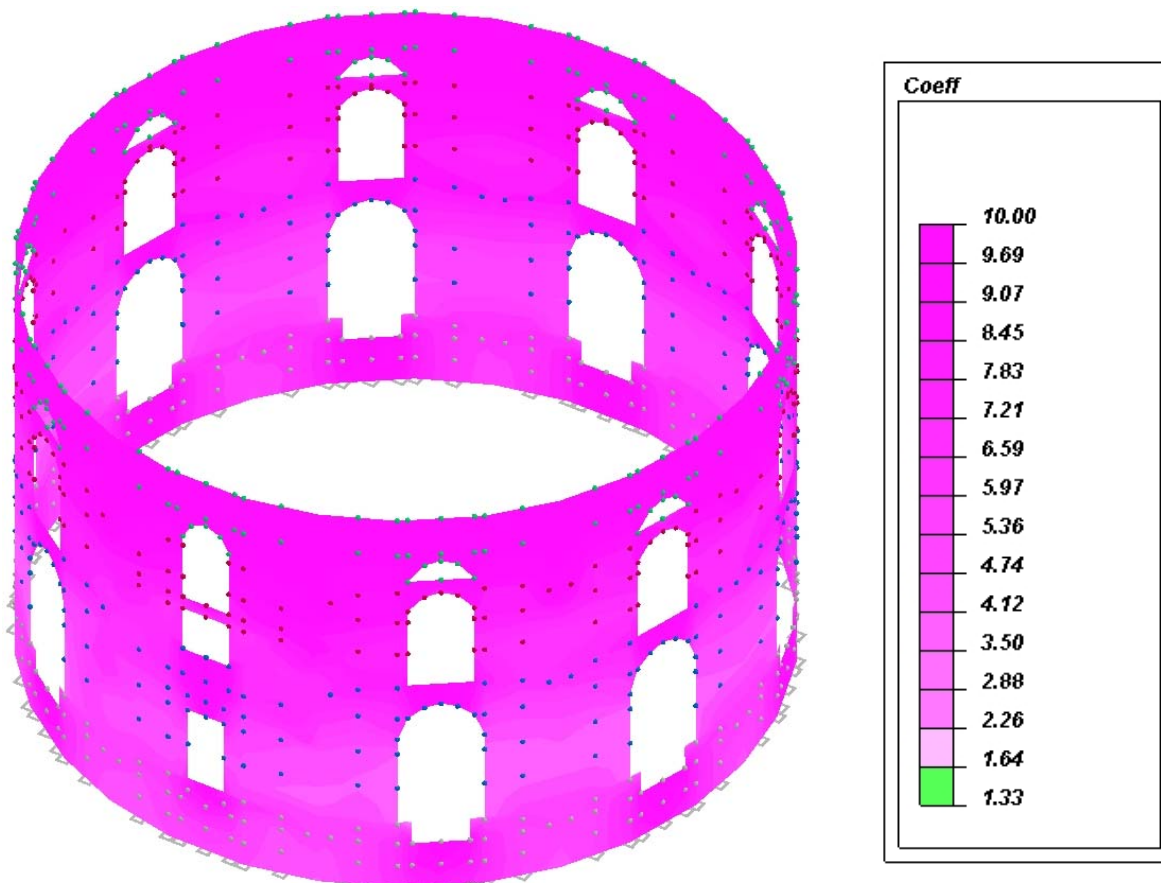


FIG. 10A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

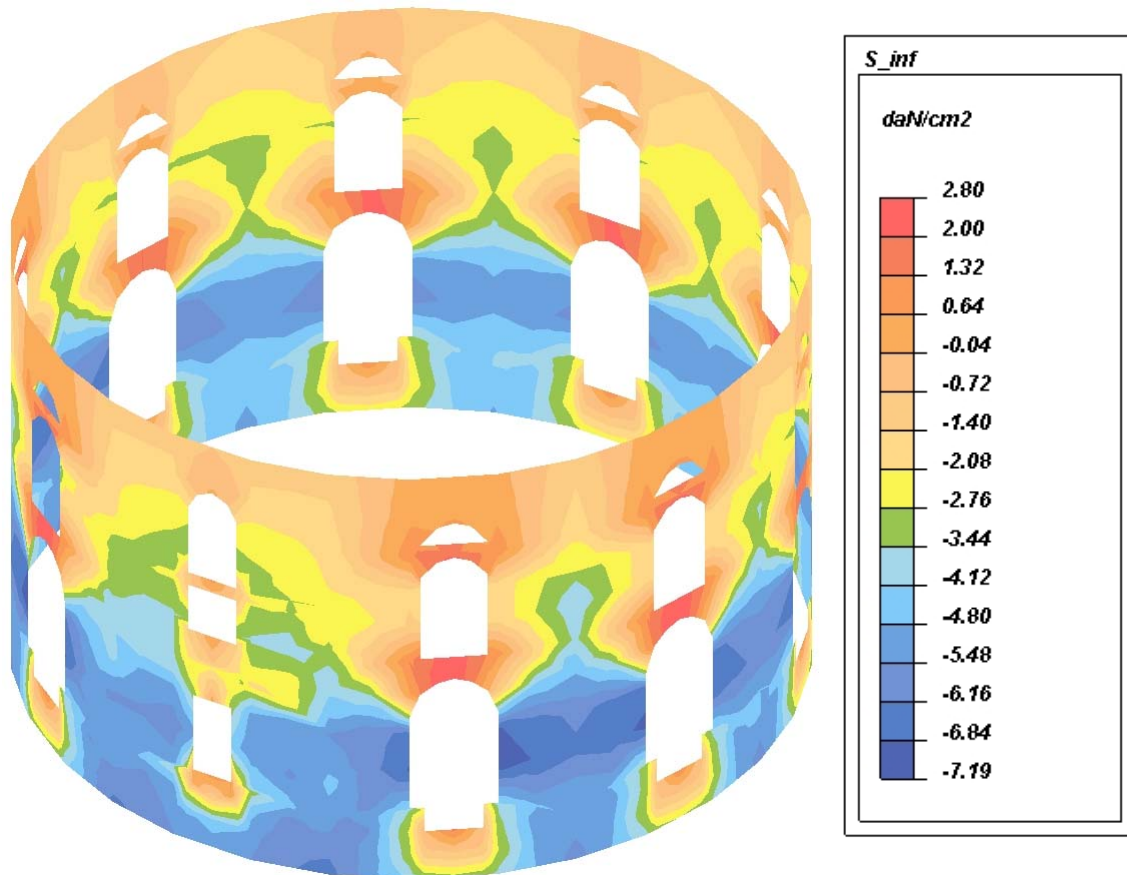


FIG. 10B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

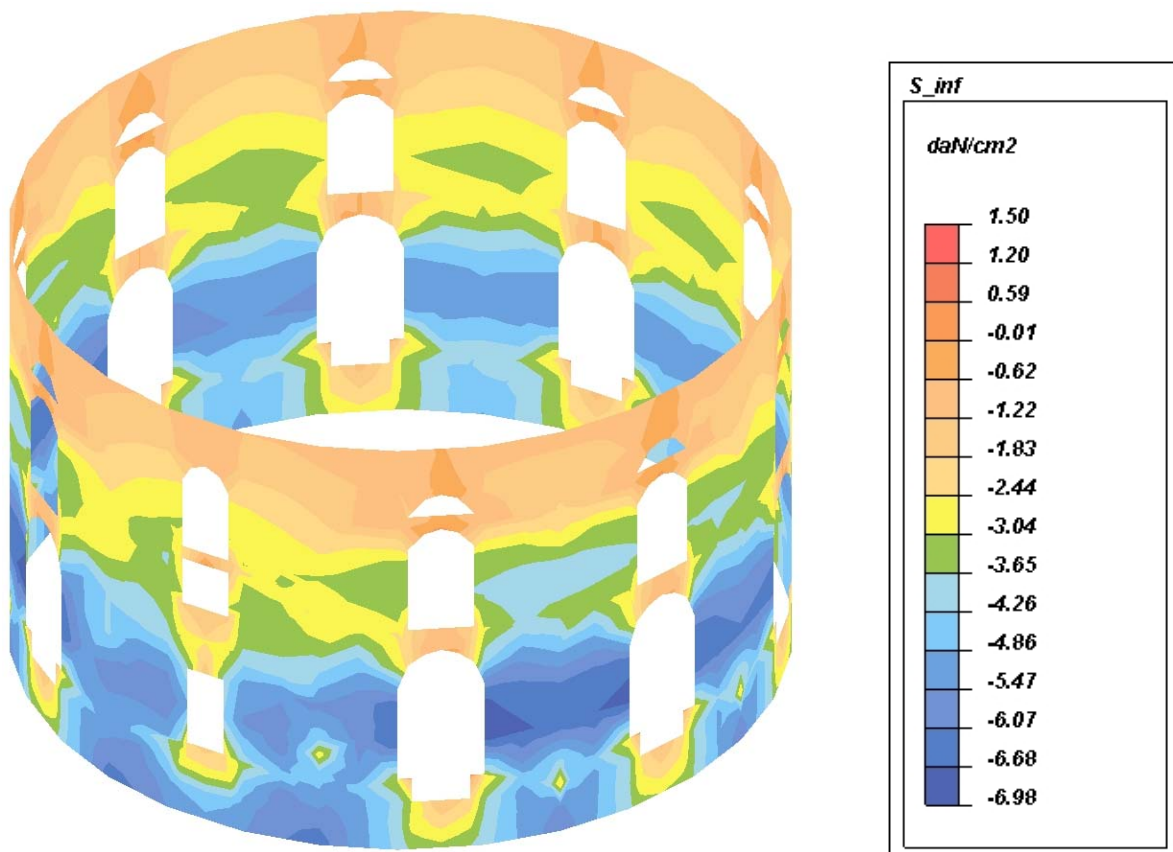


FIG. 11A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

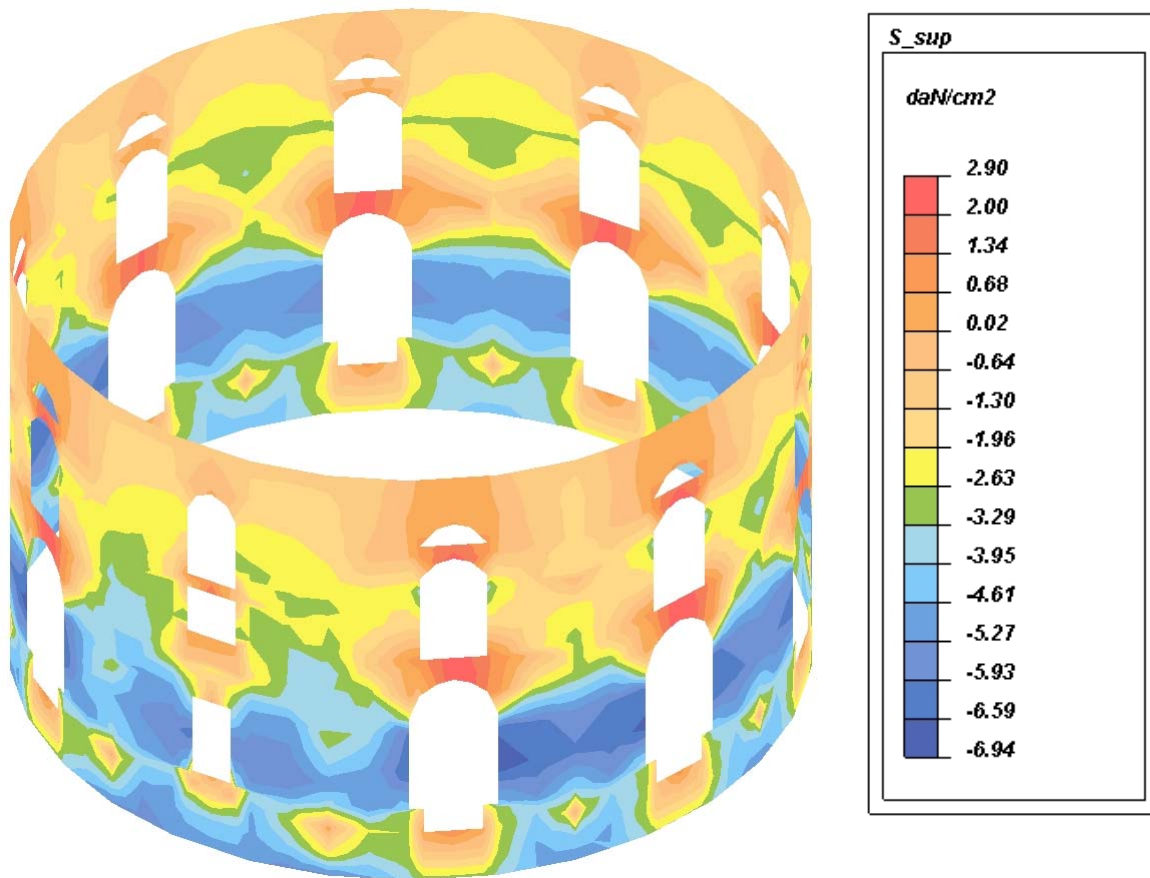
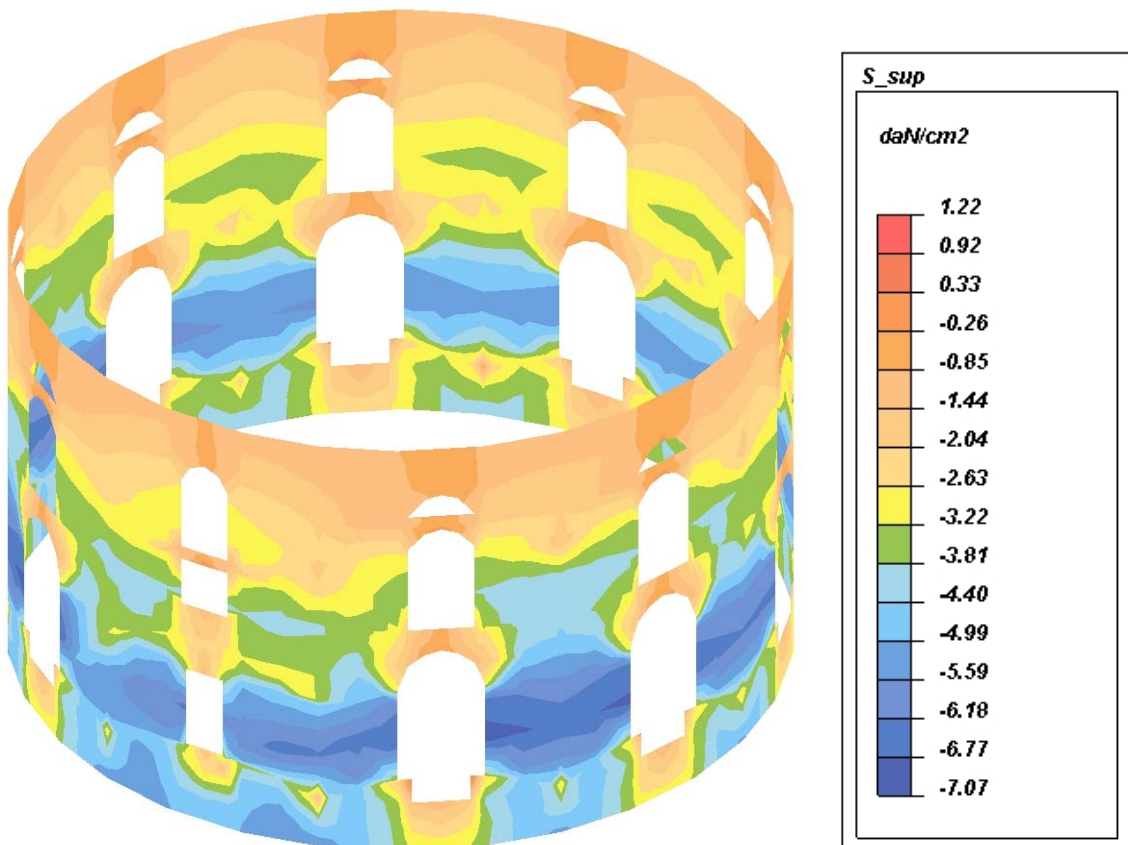


FIG. 11B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | | |
|---------|--|--|
| ID. EL. | TAMBURO INT (muro circolare interno) | |
| CASO | SLU SENZA SISMA | |
| | FIG. 12A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | FIG. 12B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI |

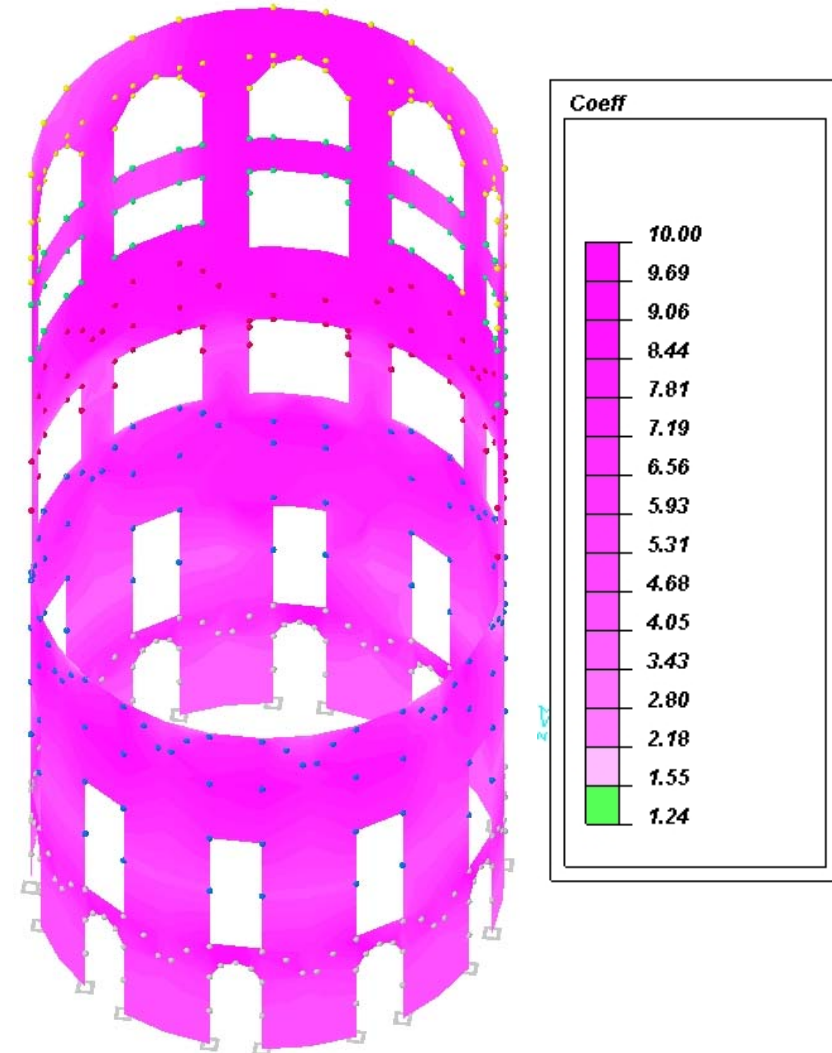
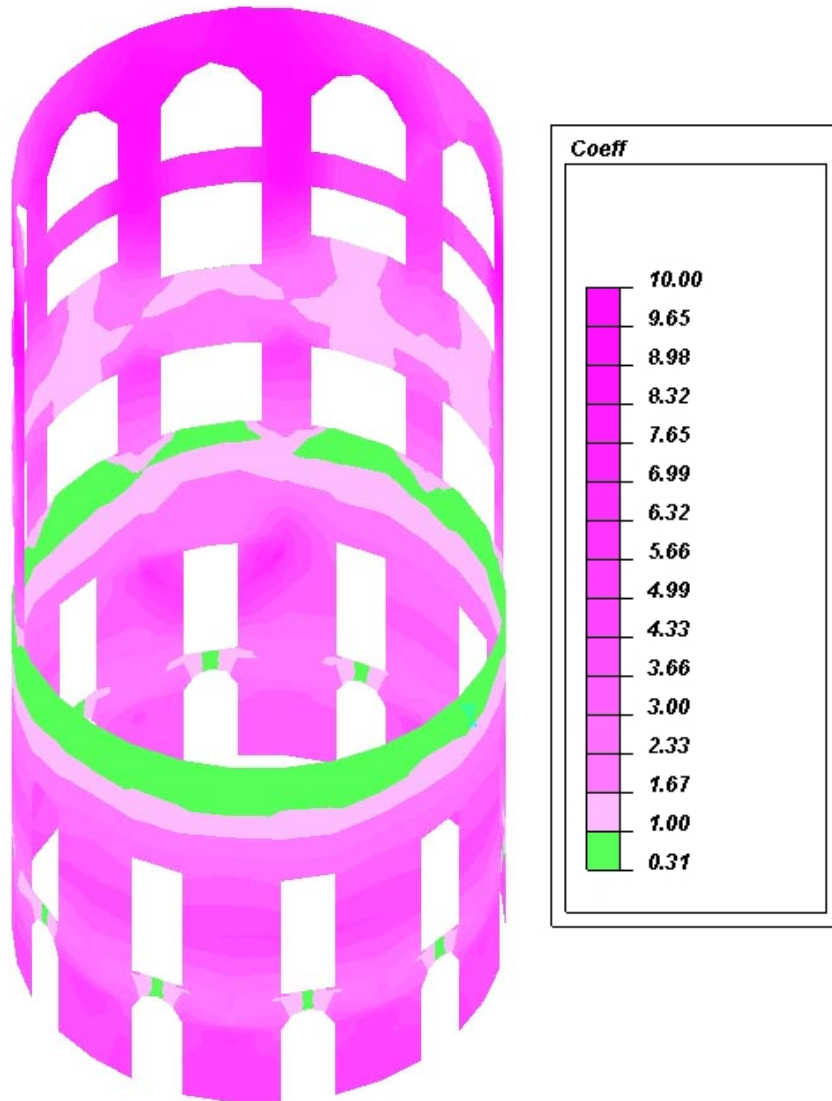


FIG. 13A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO
SENZA LIVELLI RIGIDI

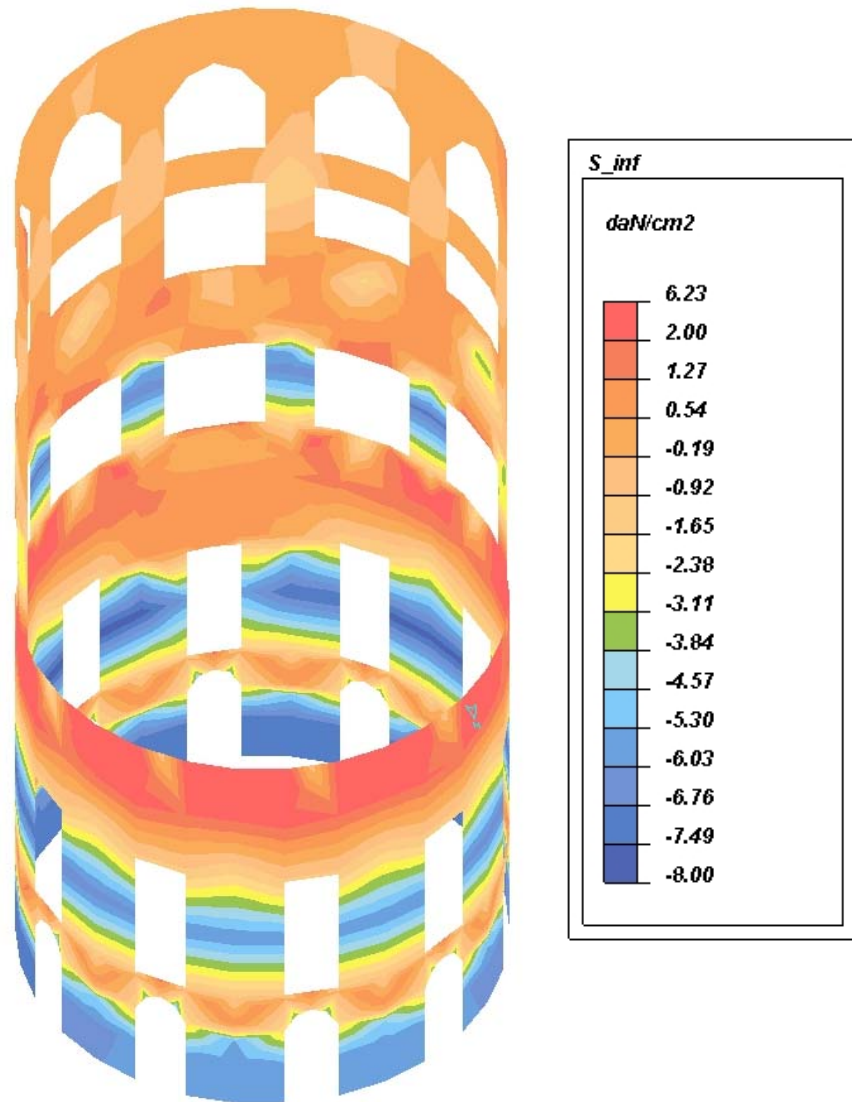


FIG. 13B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE –MODELLO
CON LIVELLI RIGIDI

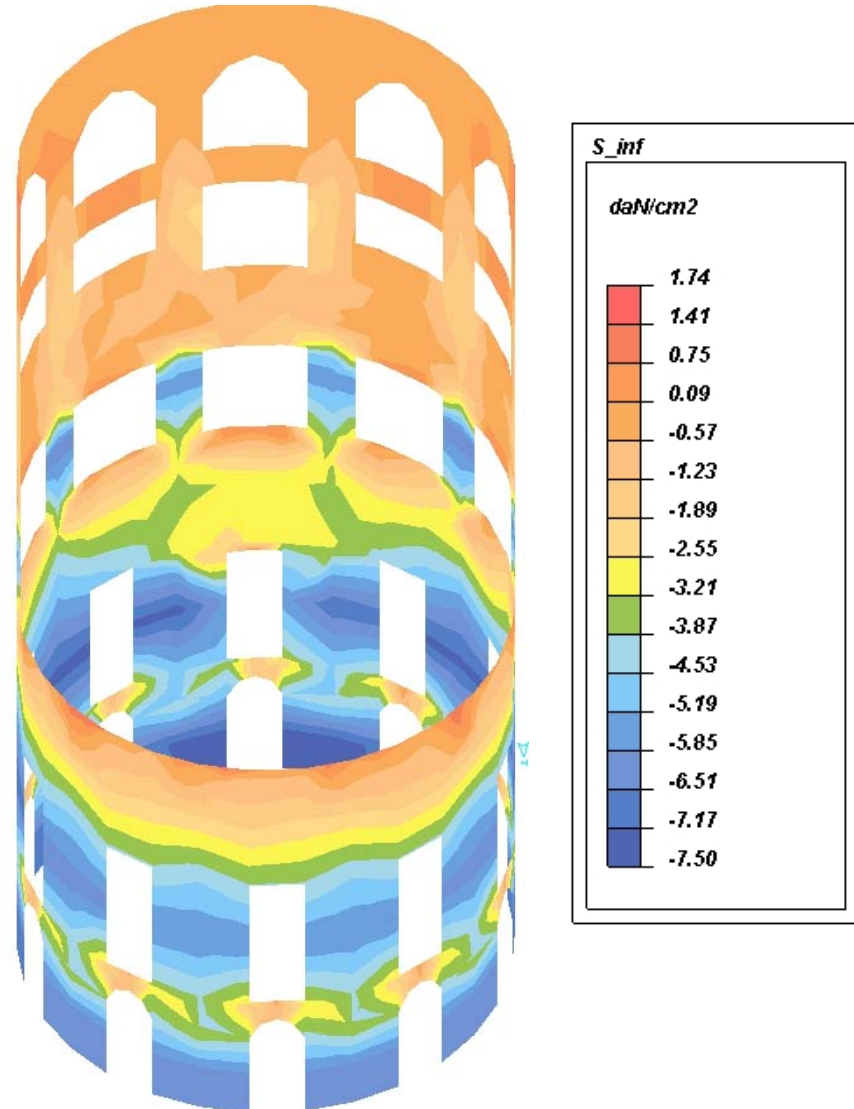


FIG. 14A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO
SENZA LIVELLI RIGIDI

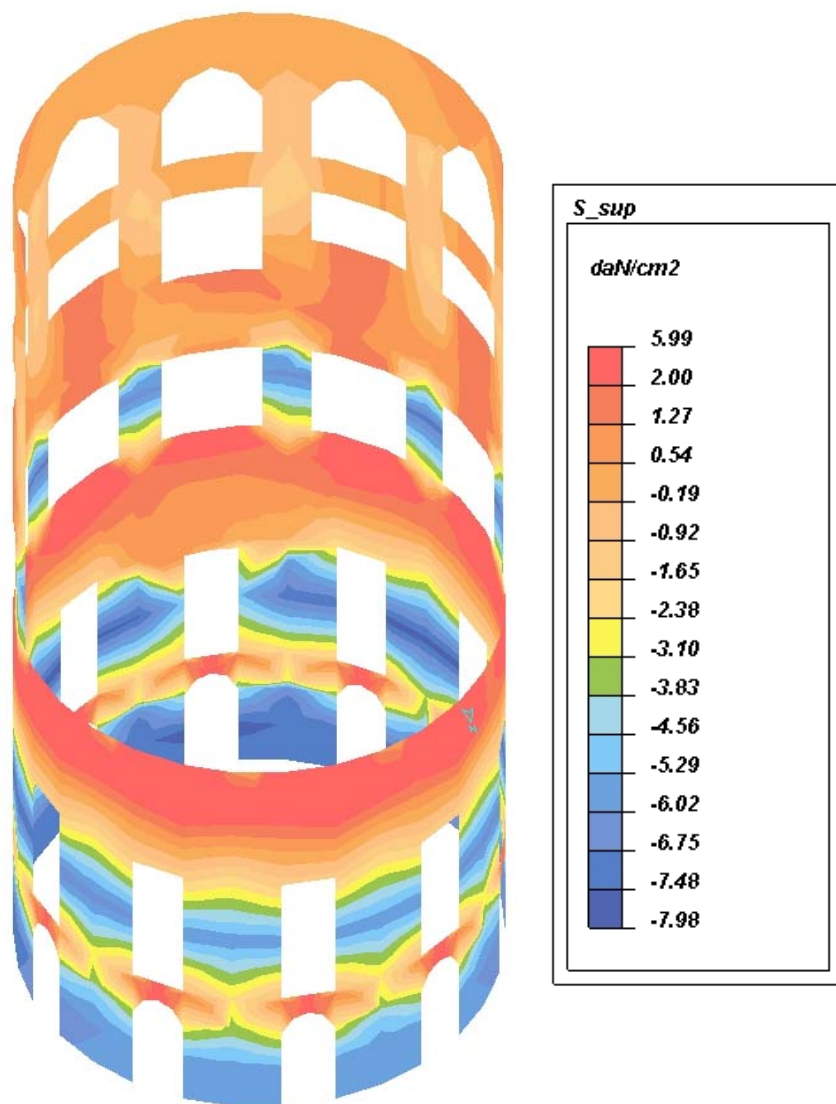
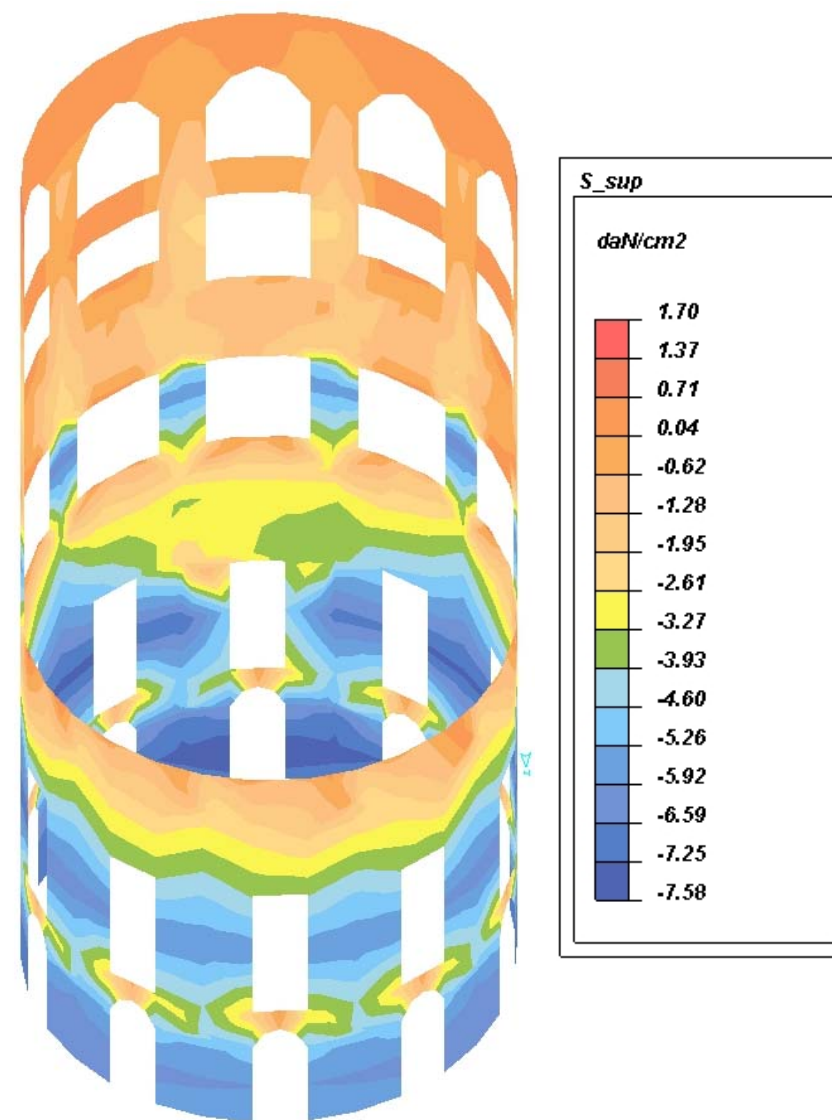


FIG. 14B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE –MODELLO
CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|---|--|
| ID. EL. | SETTO DC (setto in corrispondenza del diametro principale) |
| CASO | SLU SENZA SISMA |
| FIG. 15A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

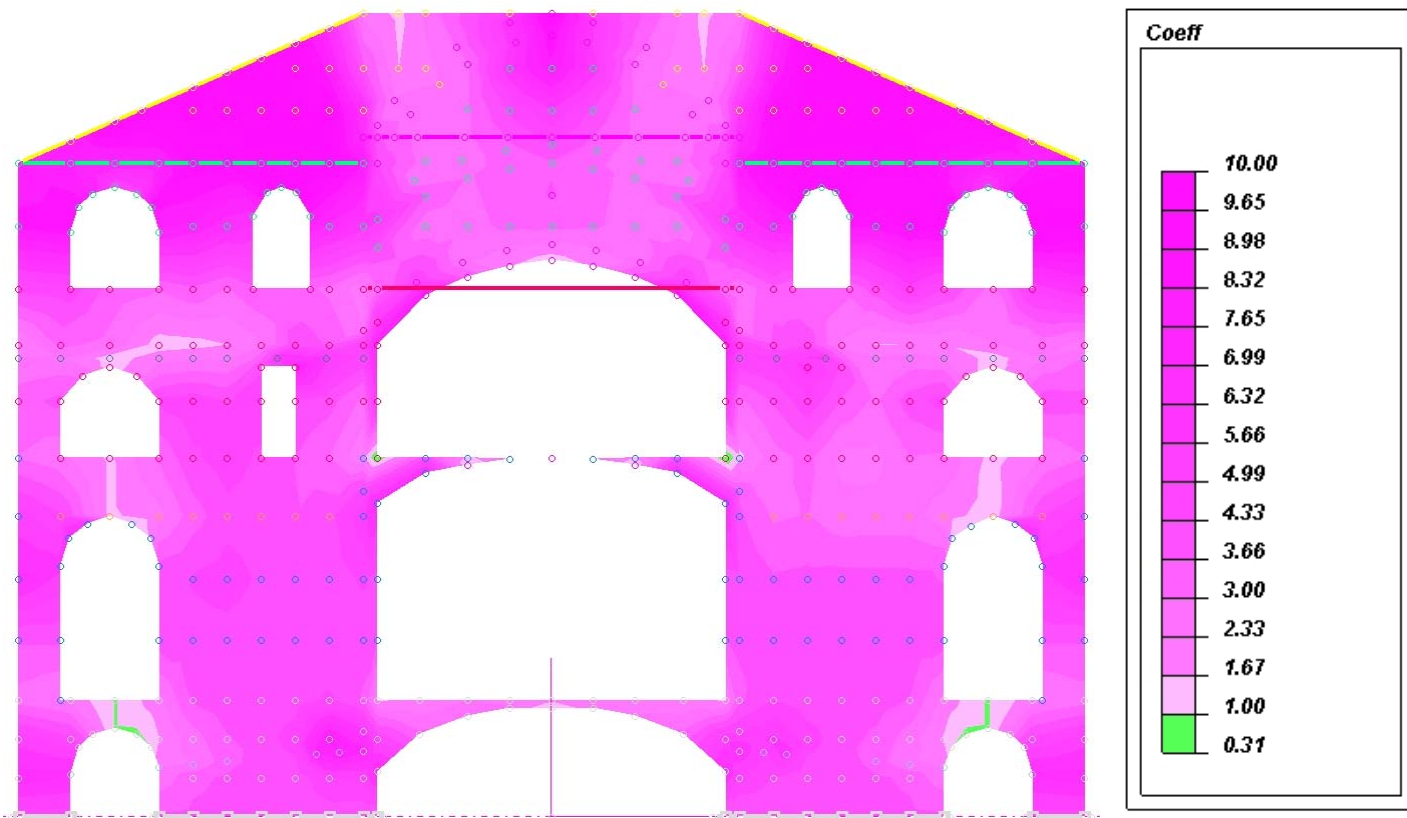


FIG. 15B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

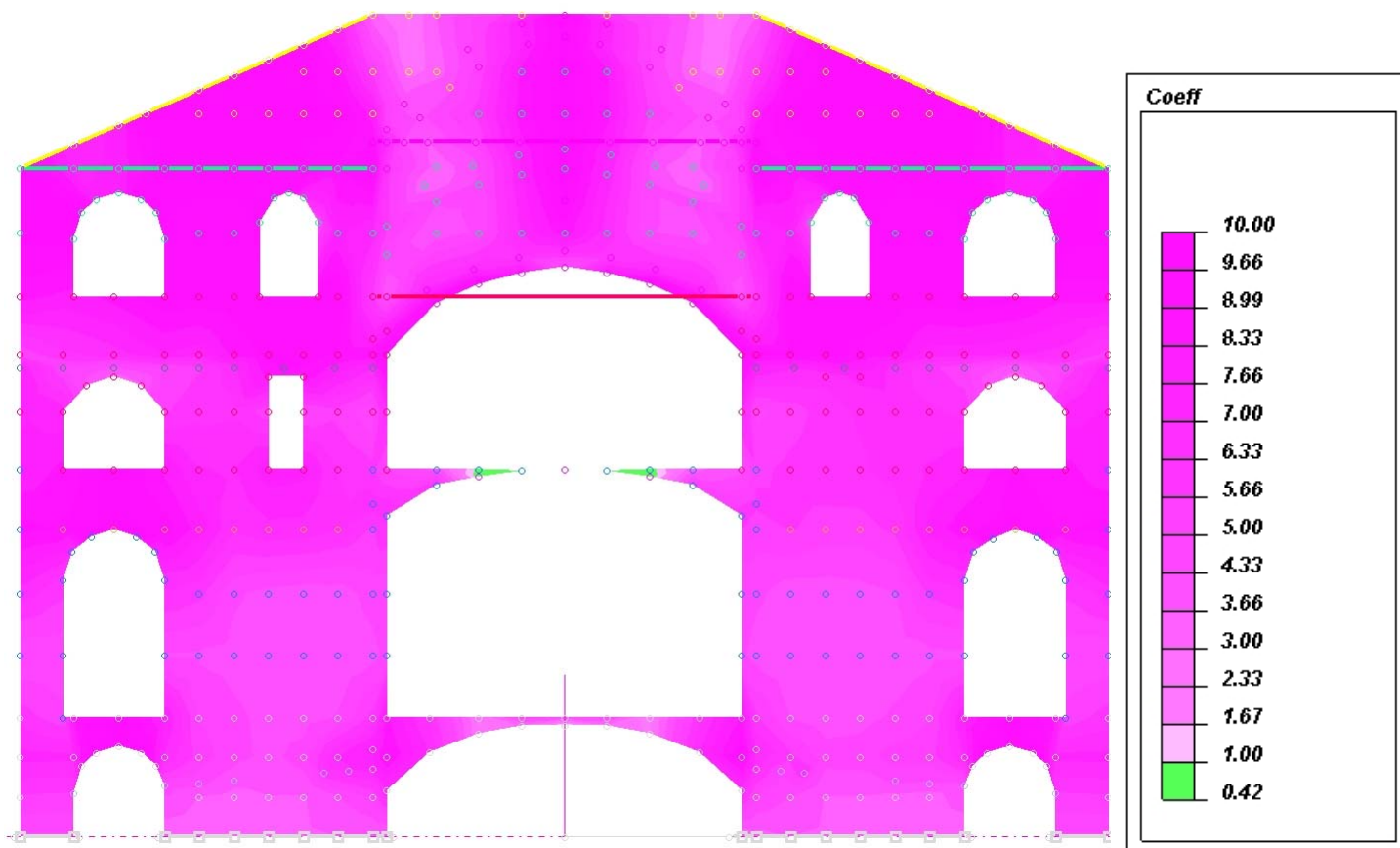


FIG. 16A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

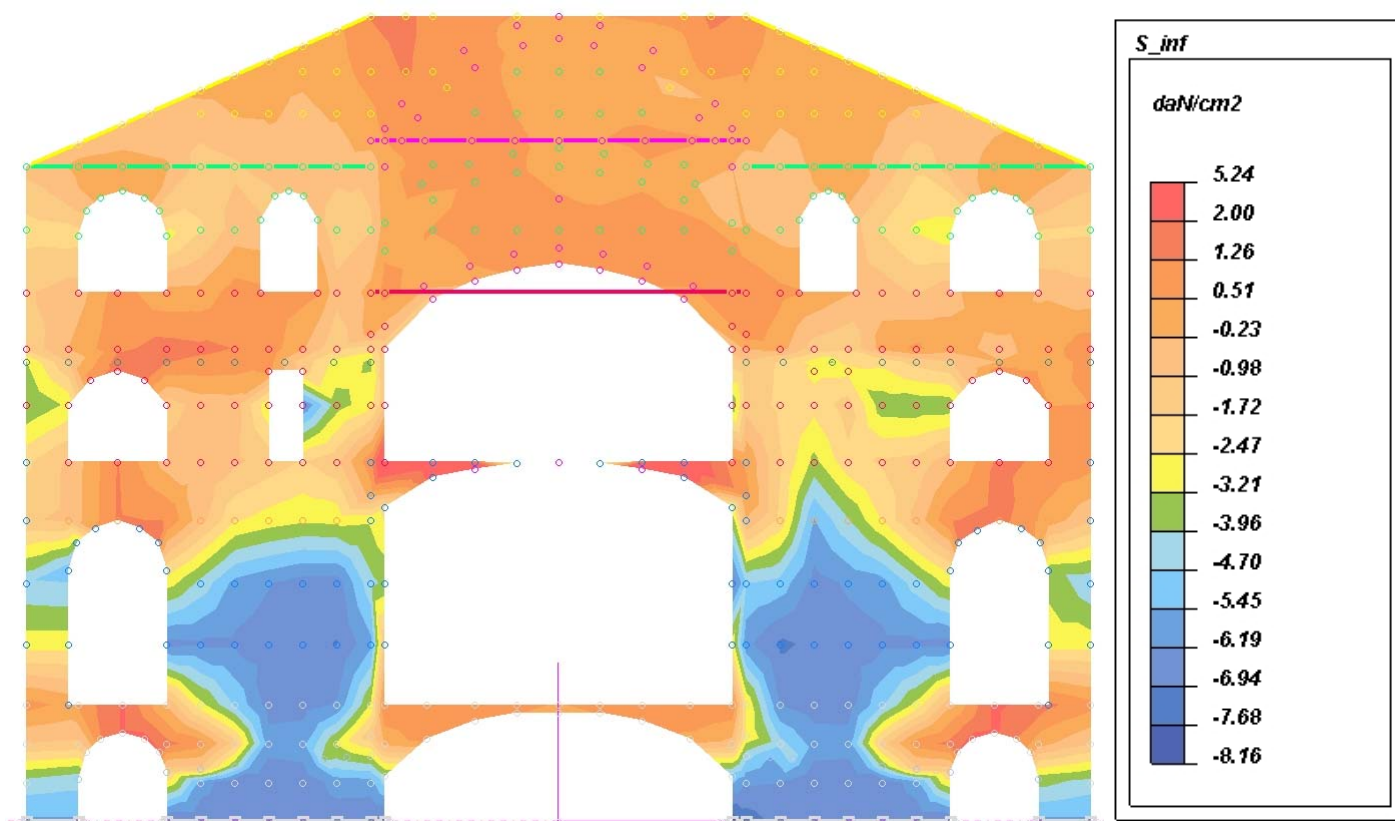


FIG. 16B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

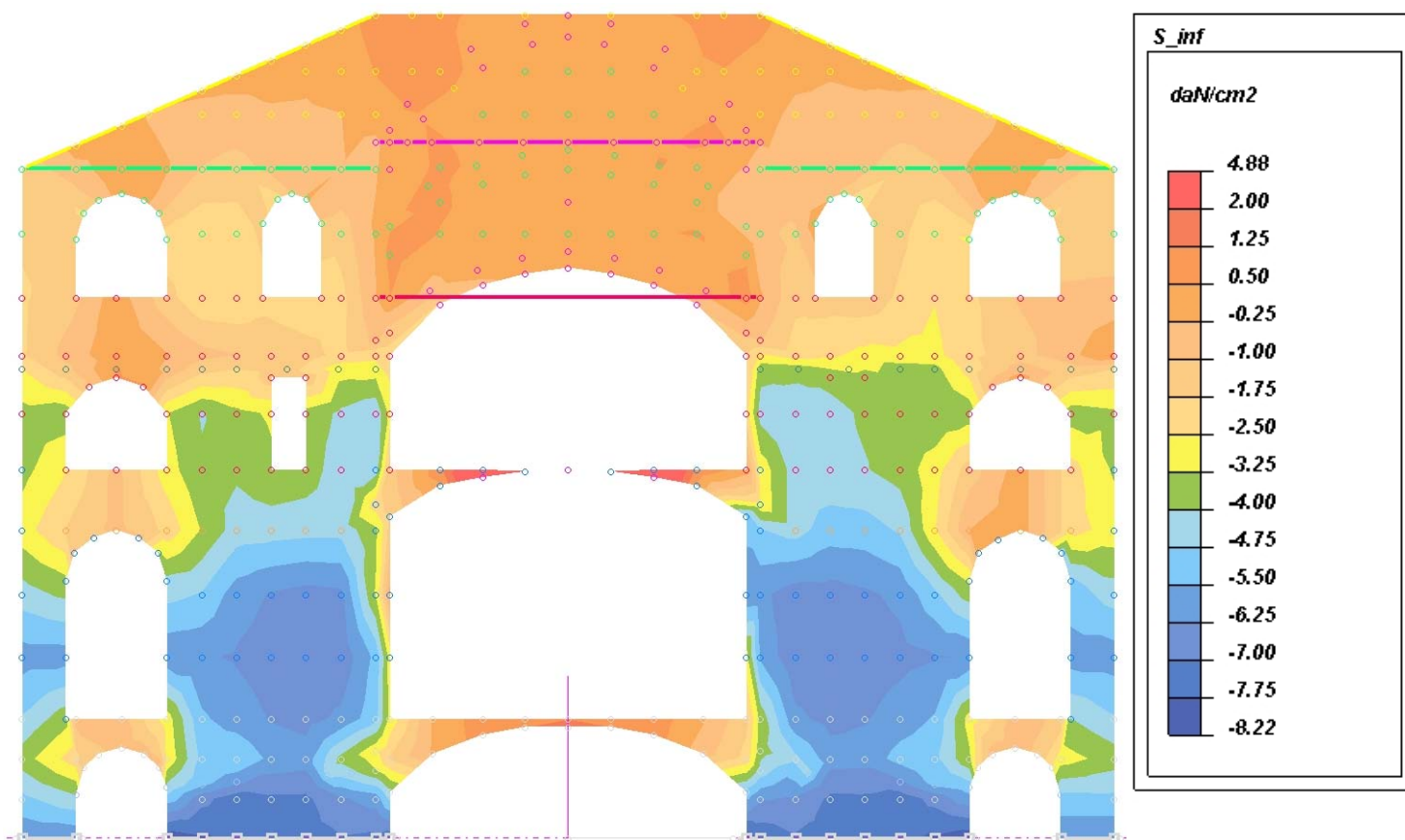


FIG. 17A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

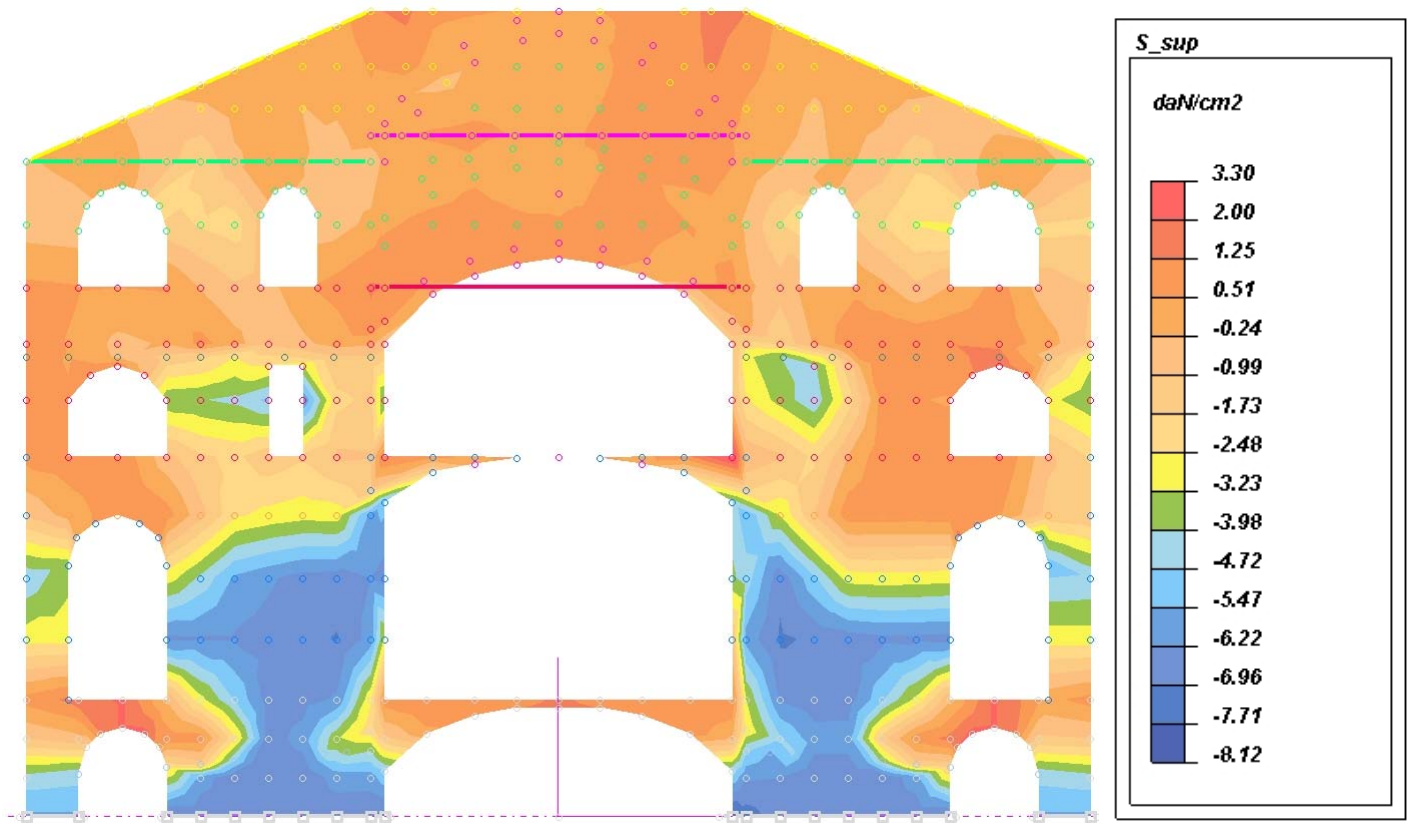
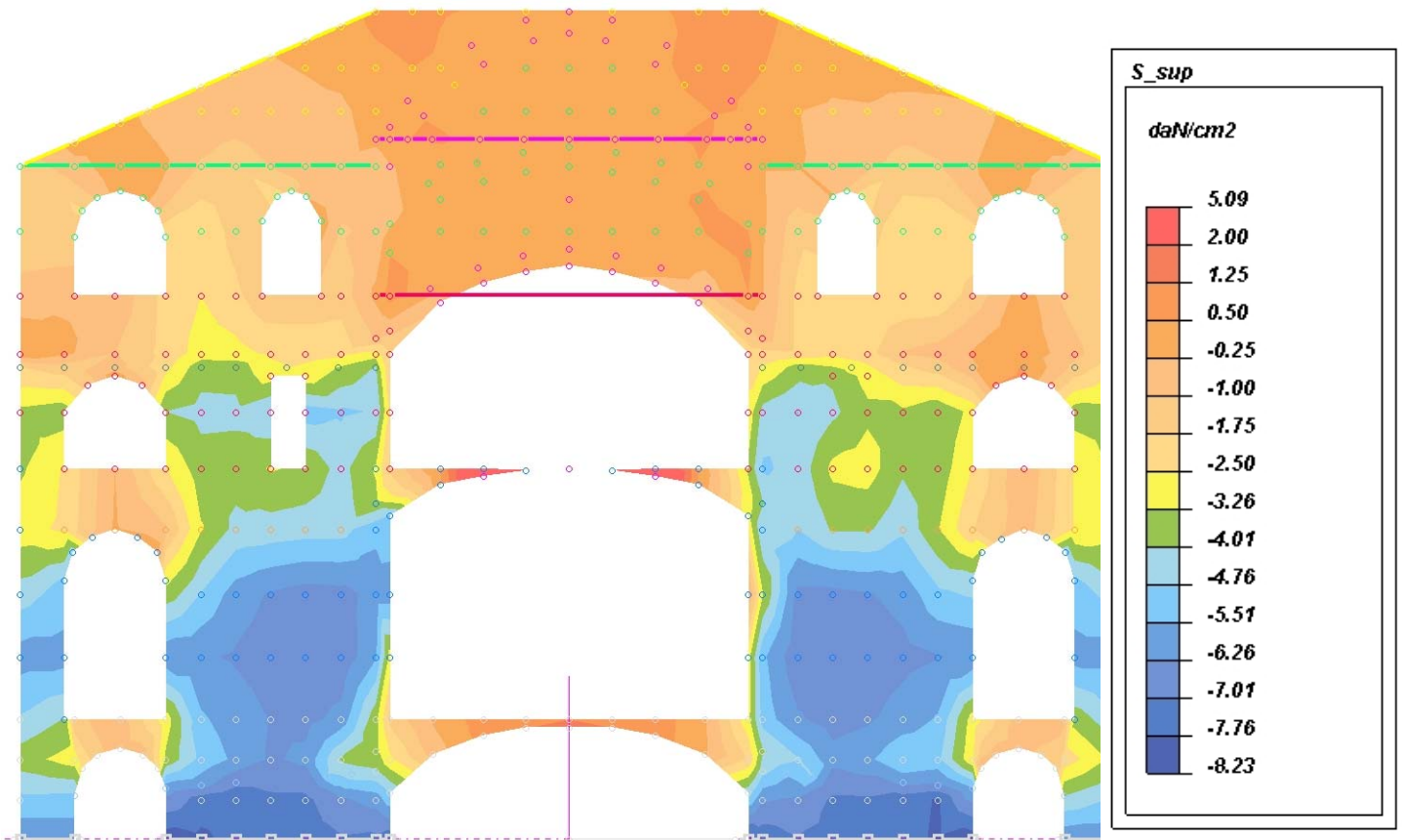


FIG. 17B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|---|--|
| ID. EL. | SETTI R1+R5 (setti radiali, a sinistra del vano scala) |
| CASO | SLU SENZA SISMA |
| FIG. 18A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

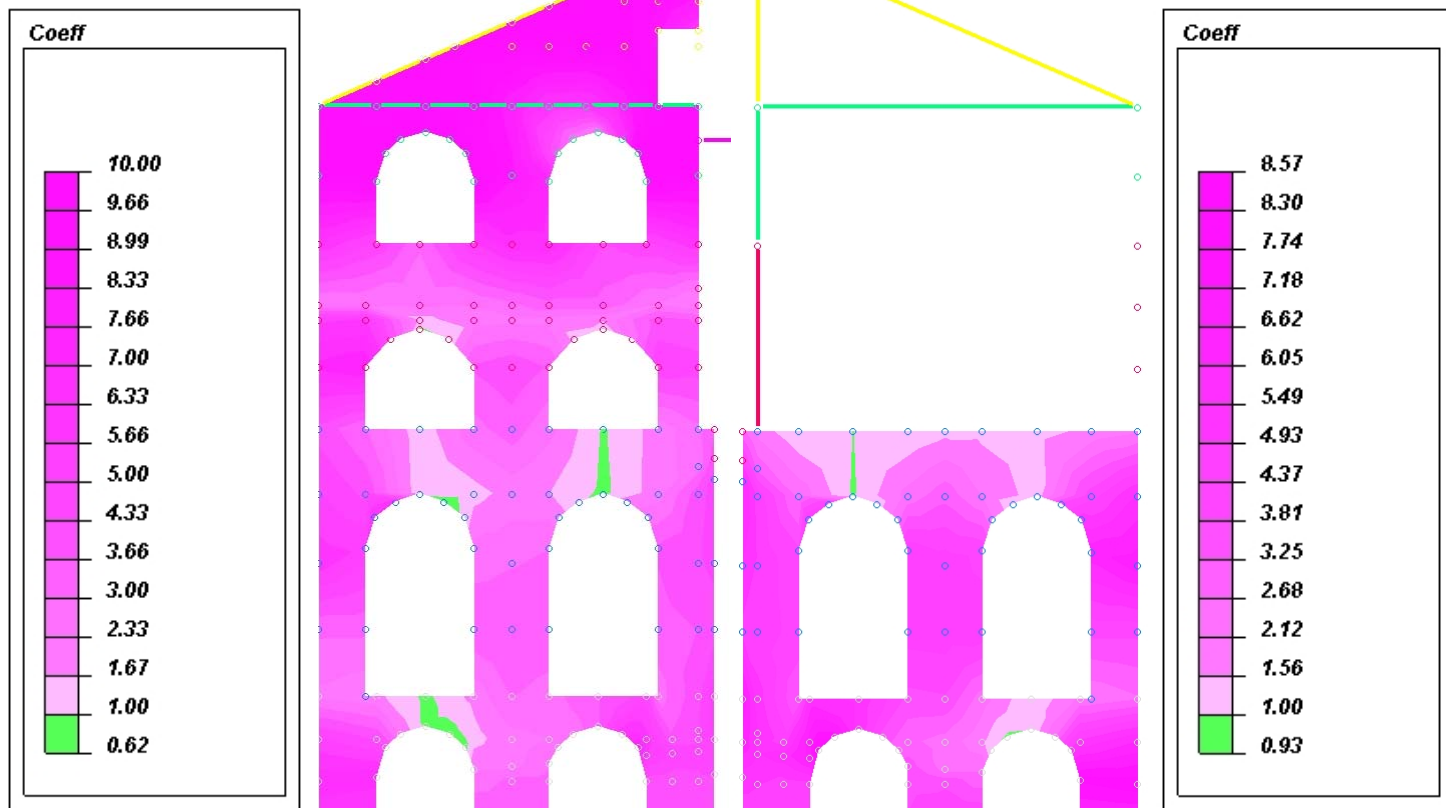


FIG. 18B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

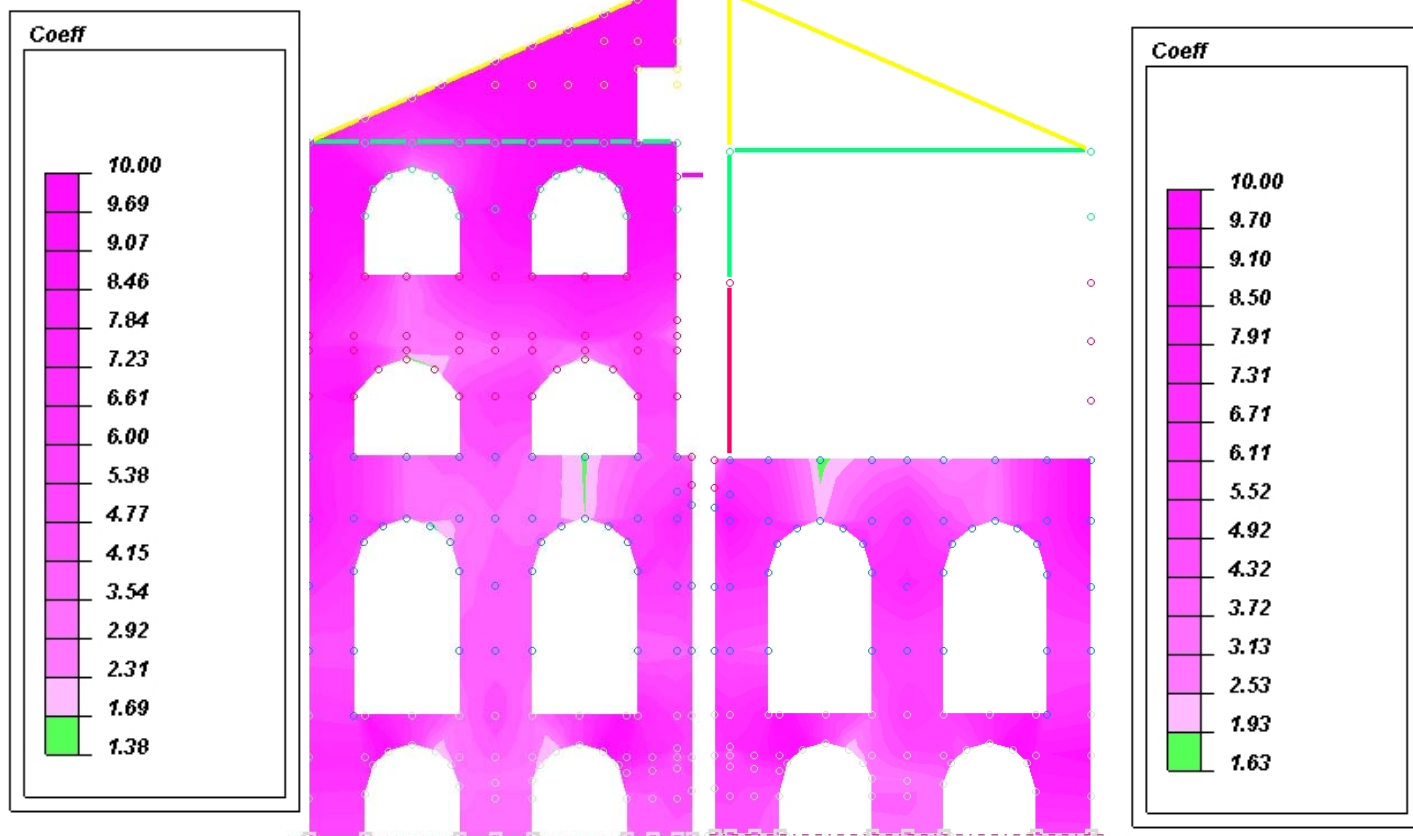


FIG. 19A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

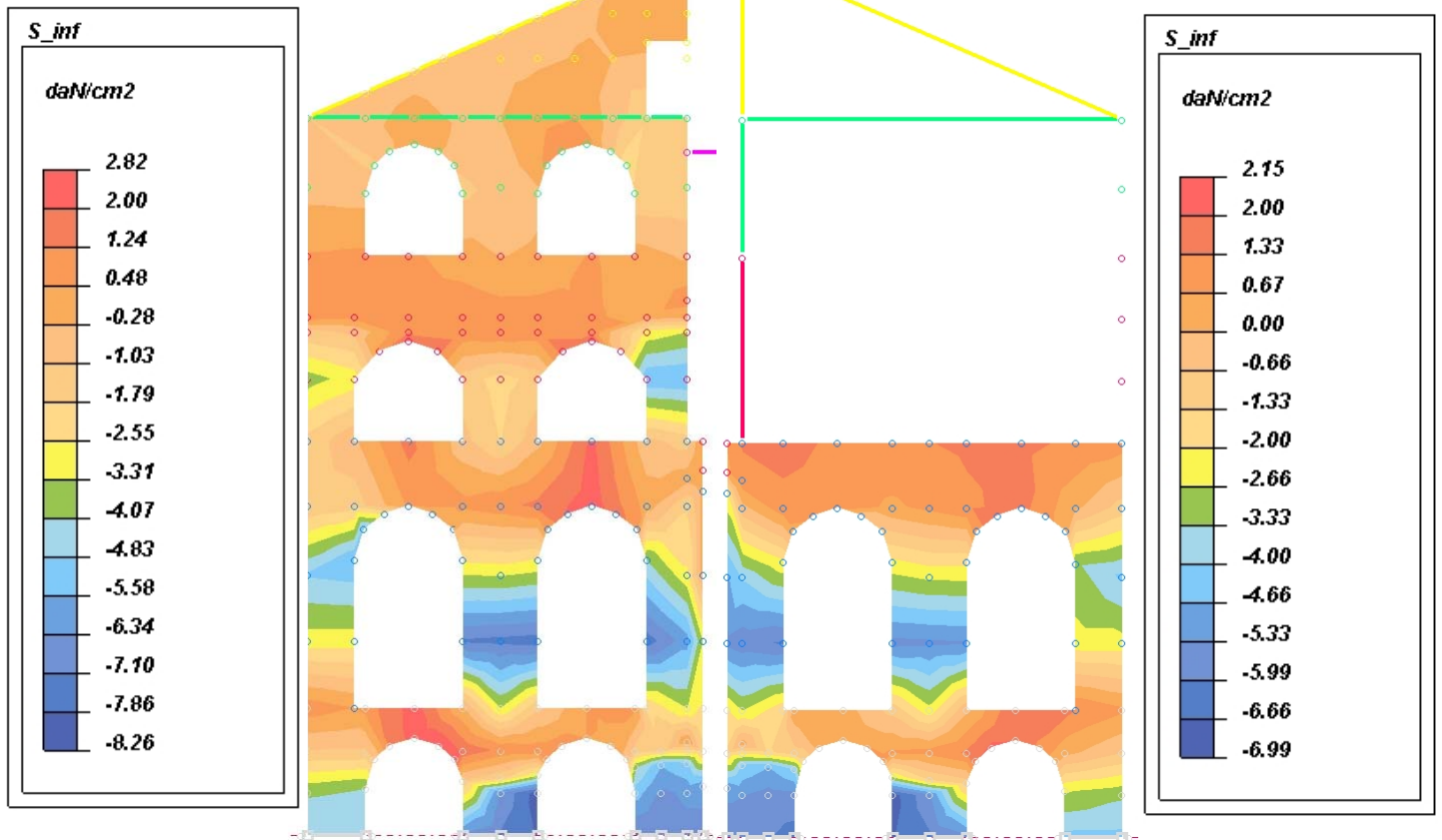


FIG. 19B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

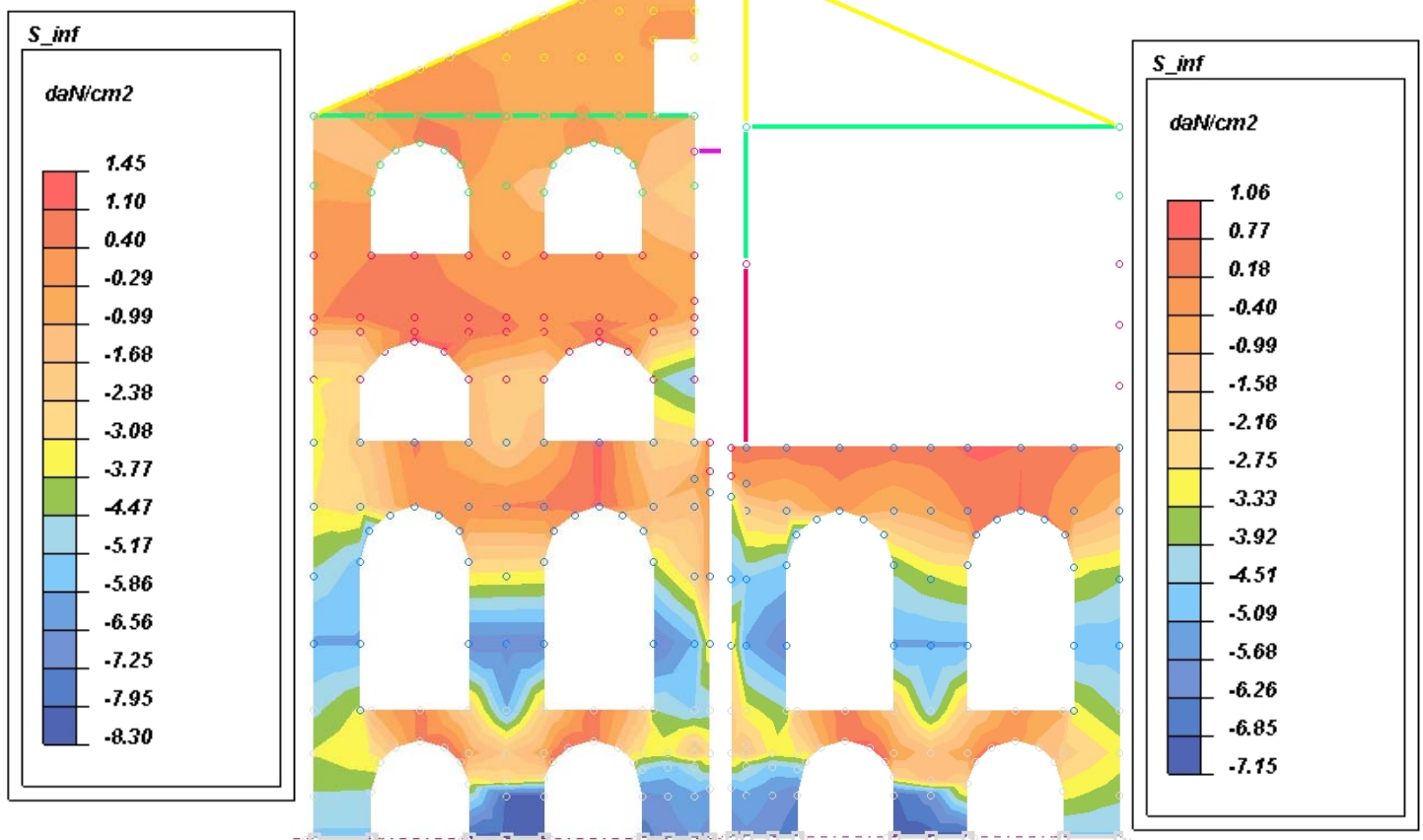


FIG. 20A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

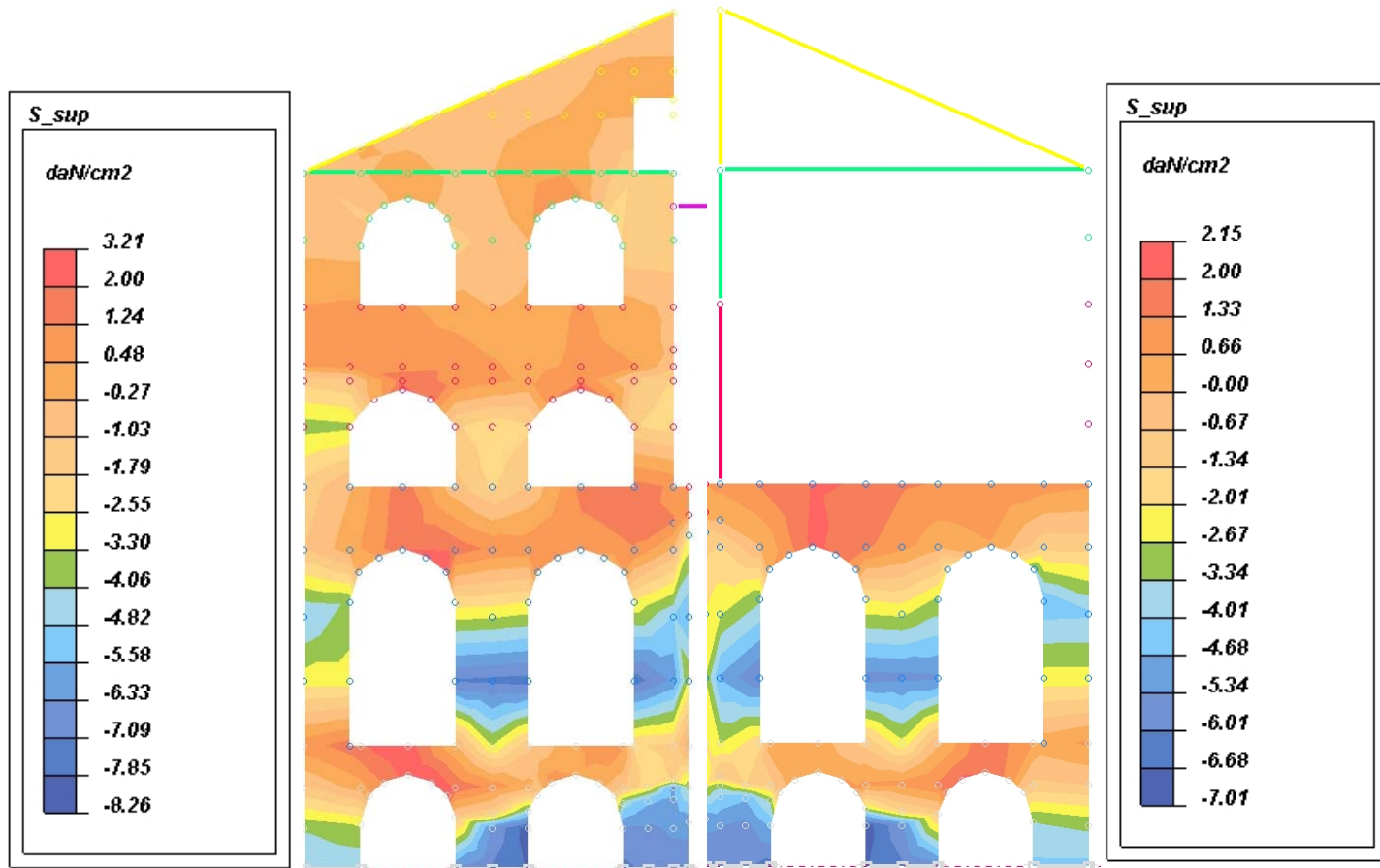
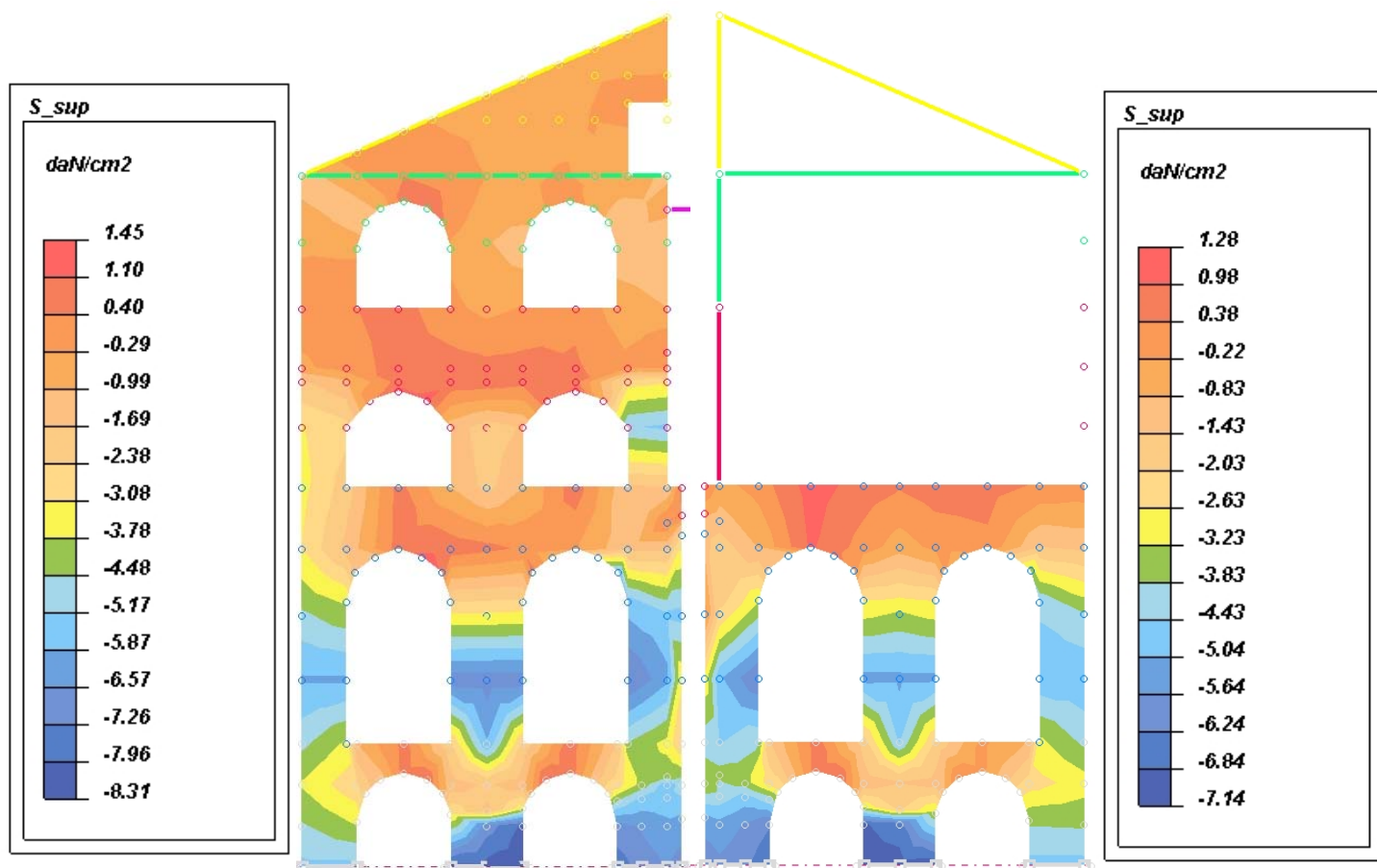


FIG. 20B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|---|--|
| ID. EL. | SETTI R2S+R6 (setti radiali, delimitazione lato sx del vano scala) |
| CASO | SLU SENZA SISMA |
| FIG. 21A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

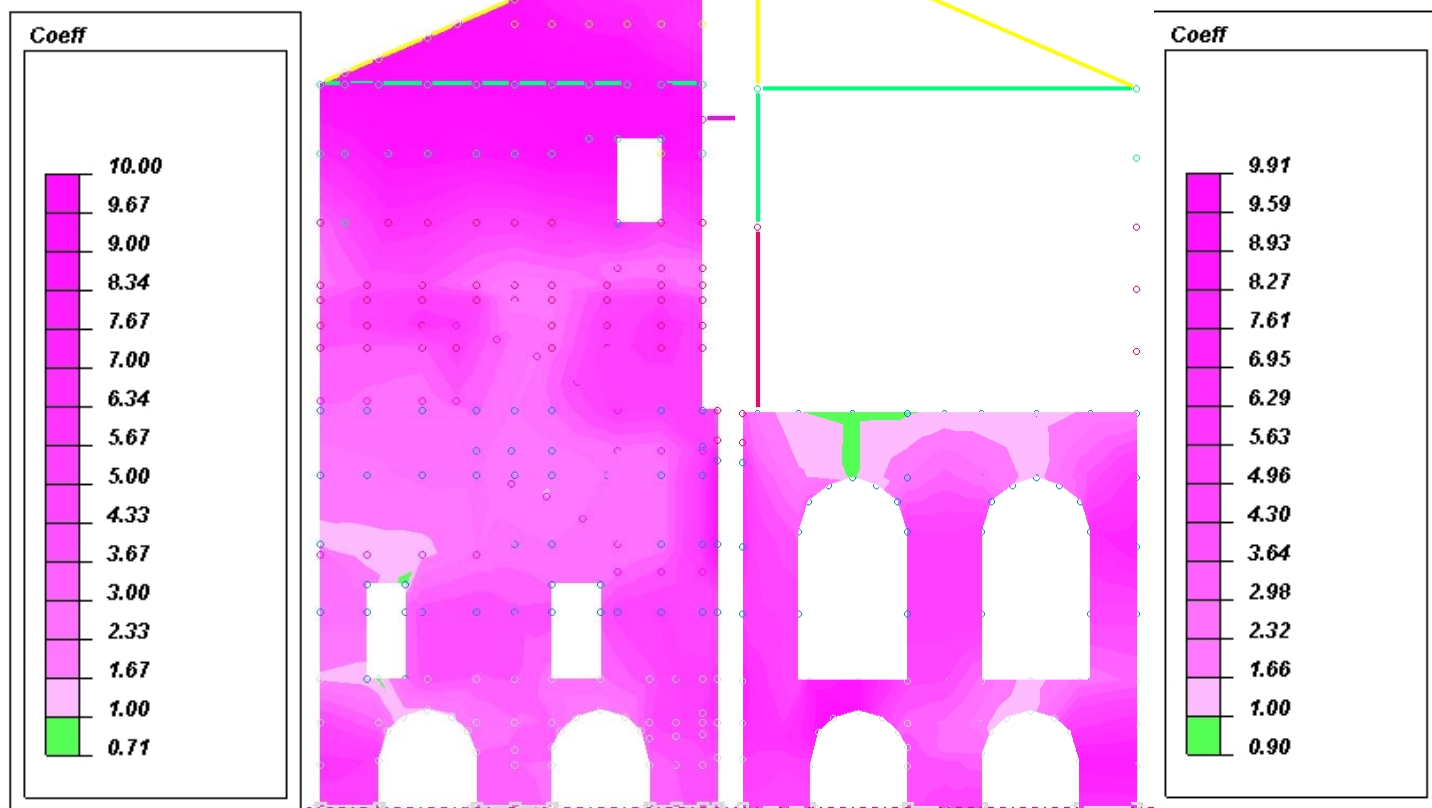


FIG. 21B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

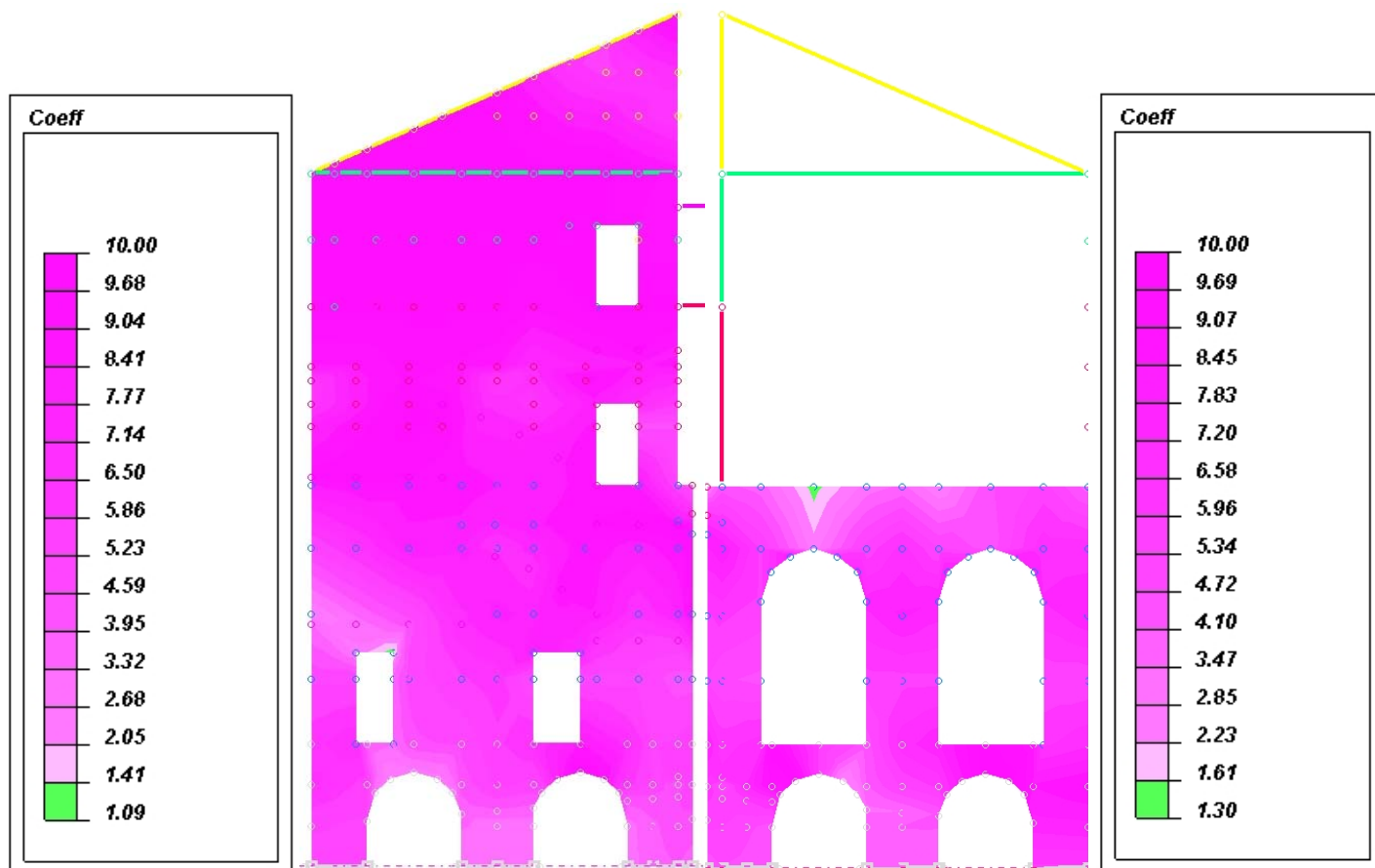


FIG. 22A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

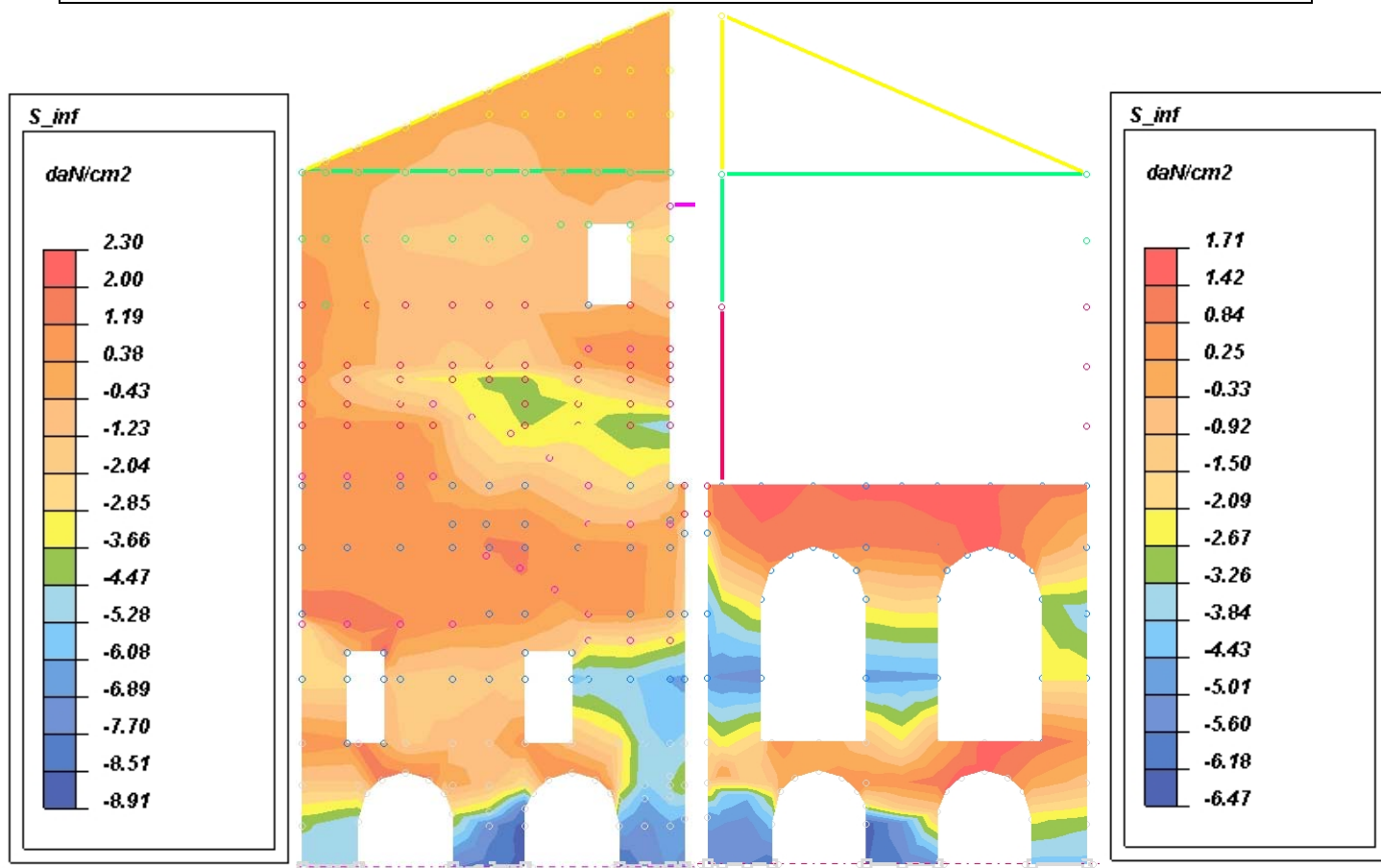


FIG. 22B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

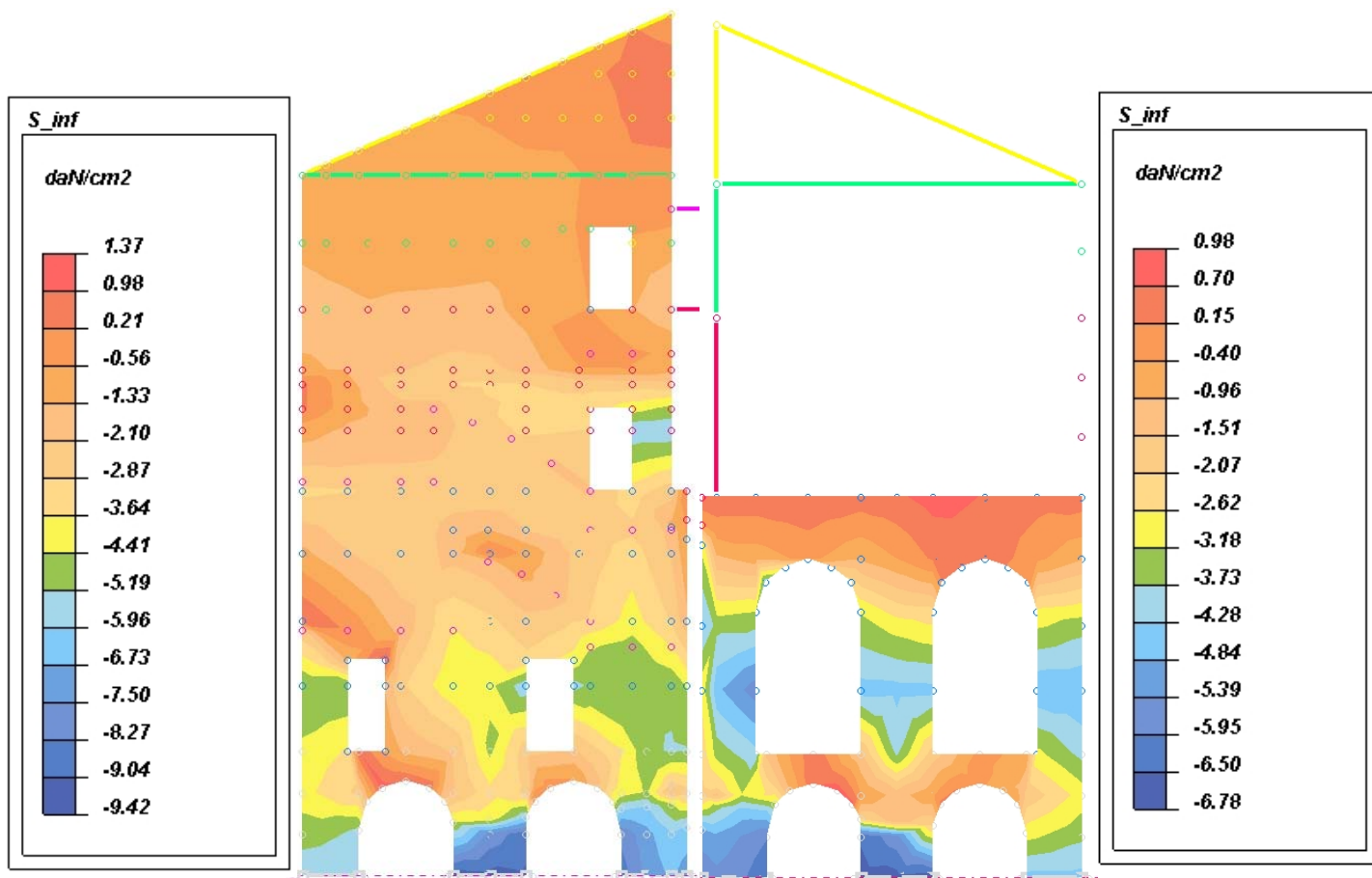


FIG. 23A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

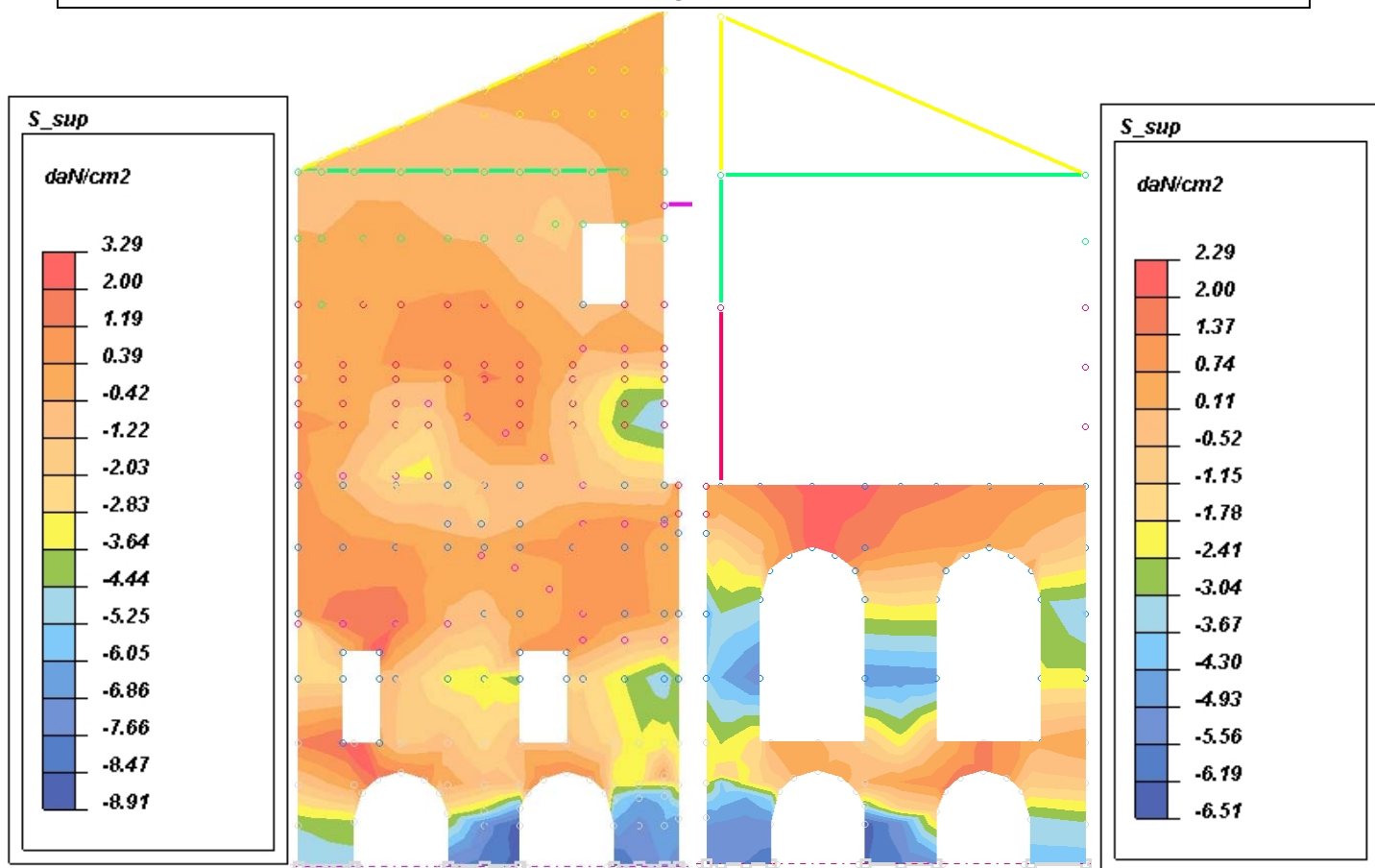
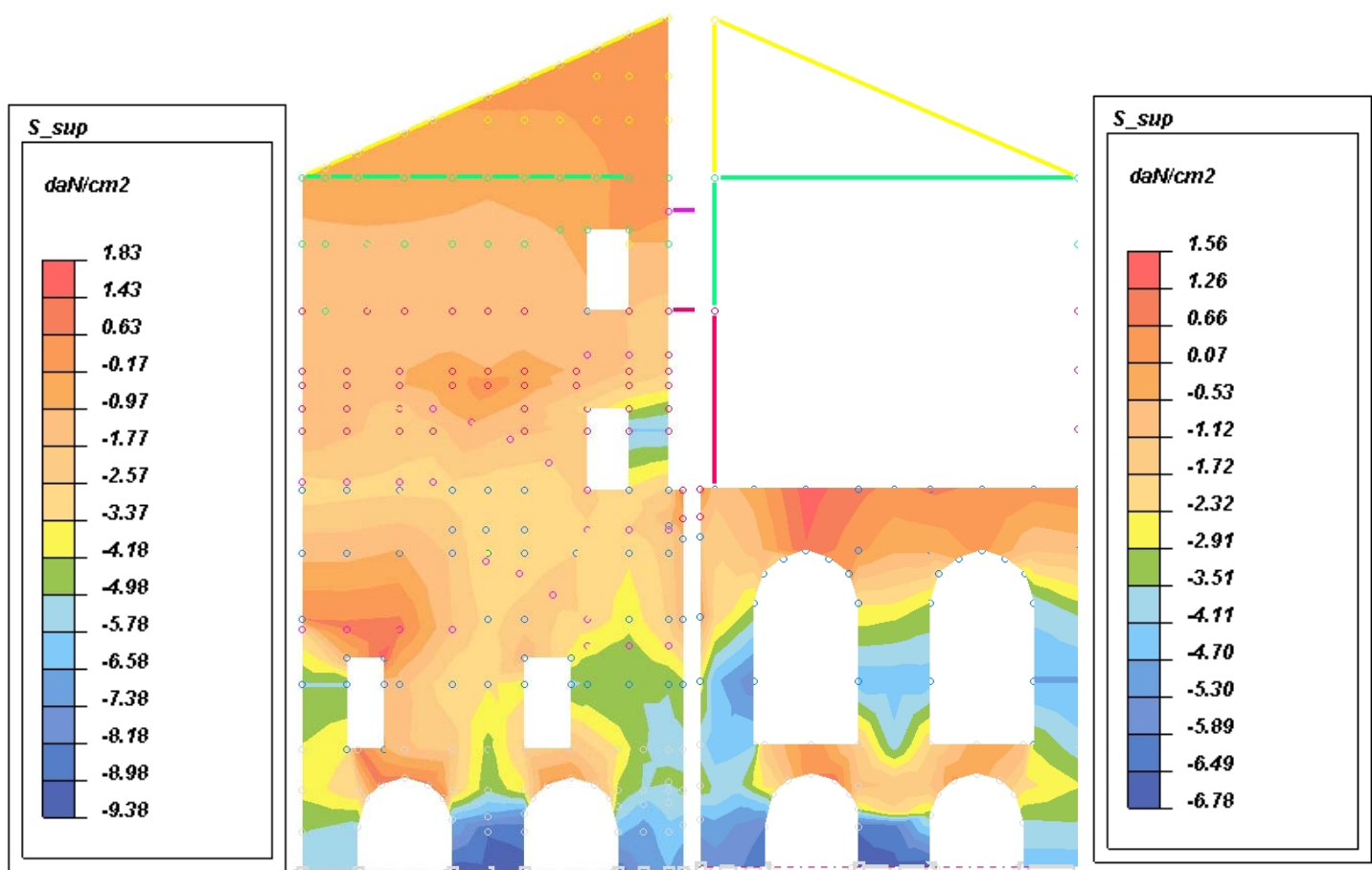


FIG. 23B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|---|--|
| ID. EL. | SETTI R3S+R7 (setti radiali, delimitazione lato dx del vano scala) |
| CASO | SLU SENZA SISMA |
| FIG. 24A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

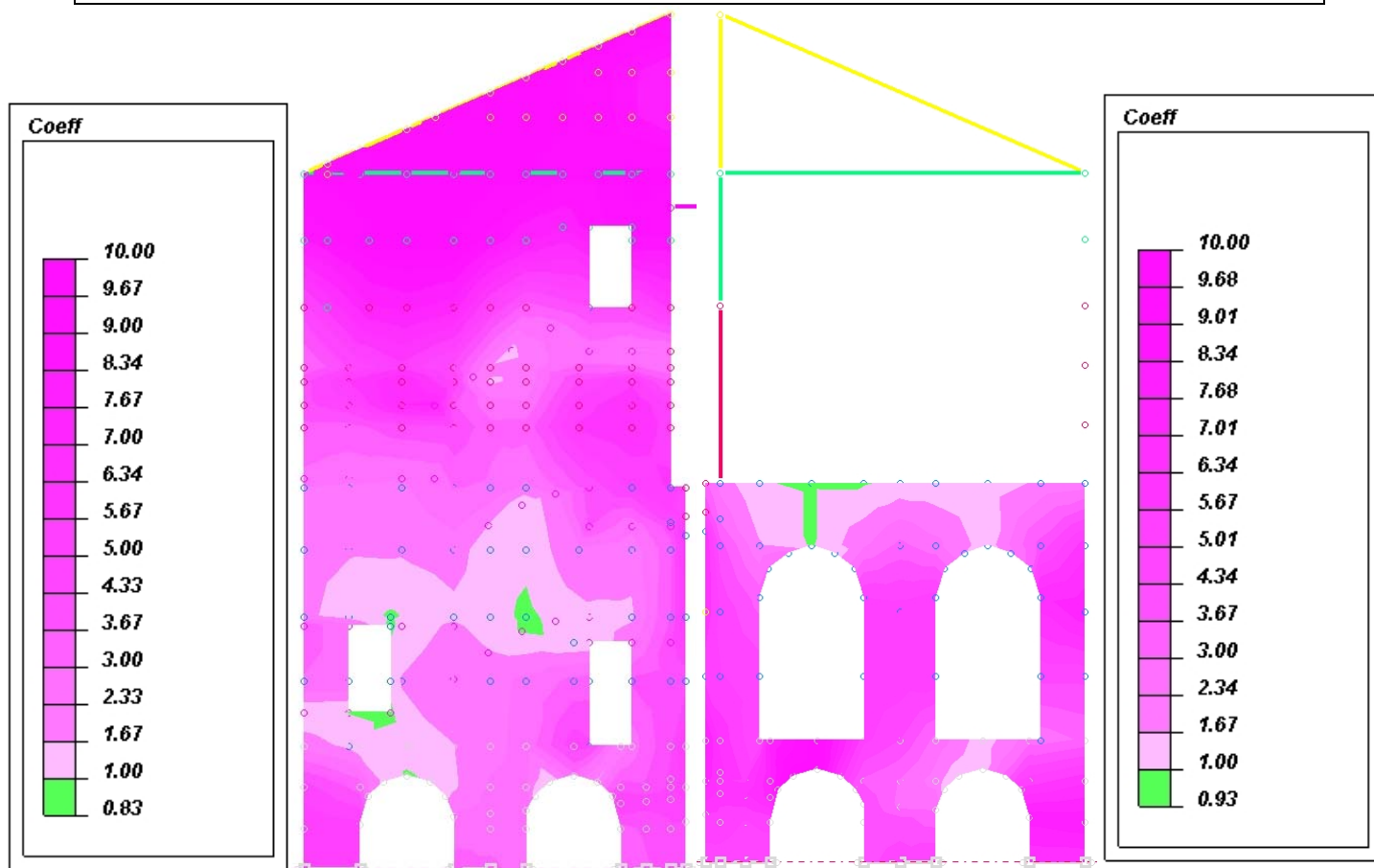


FIG. 24B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

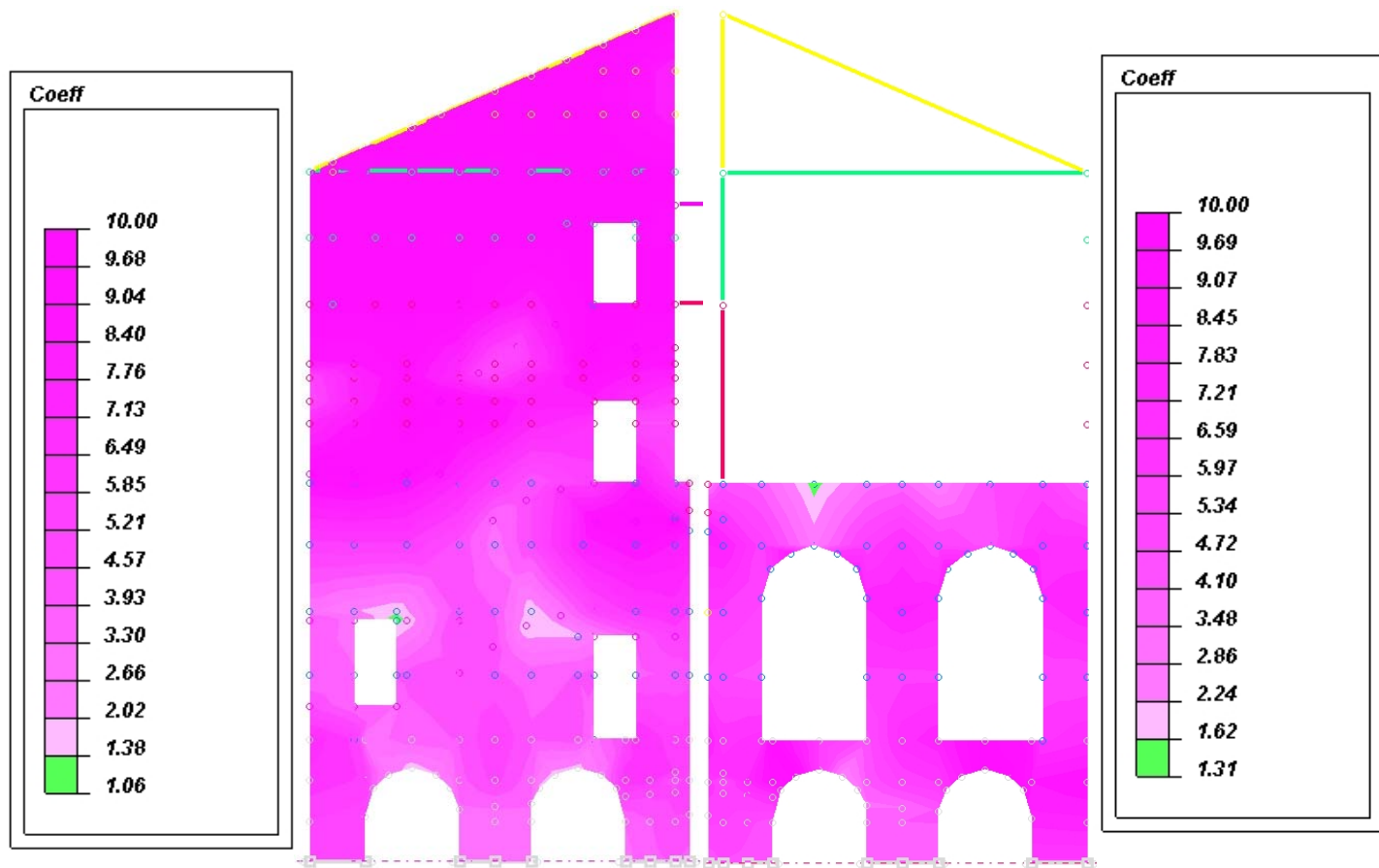


FIG. 25A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

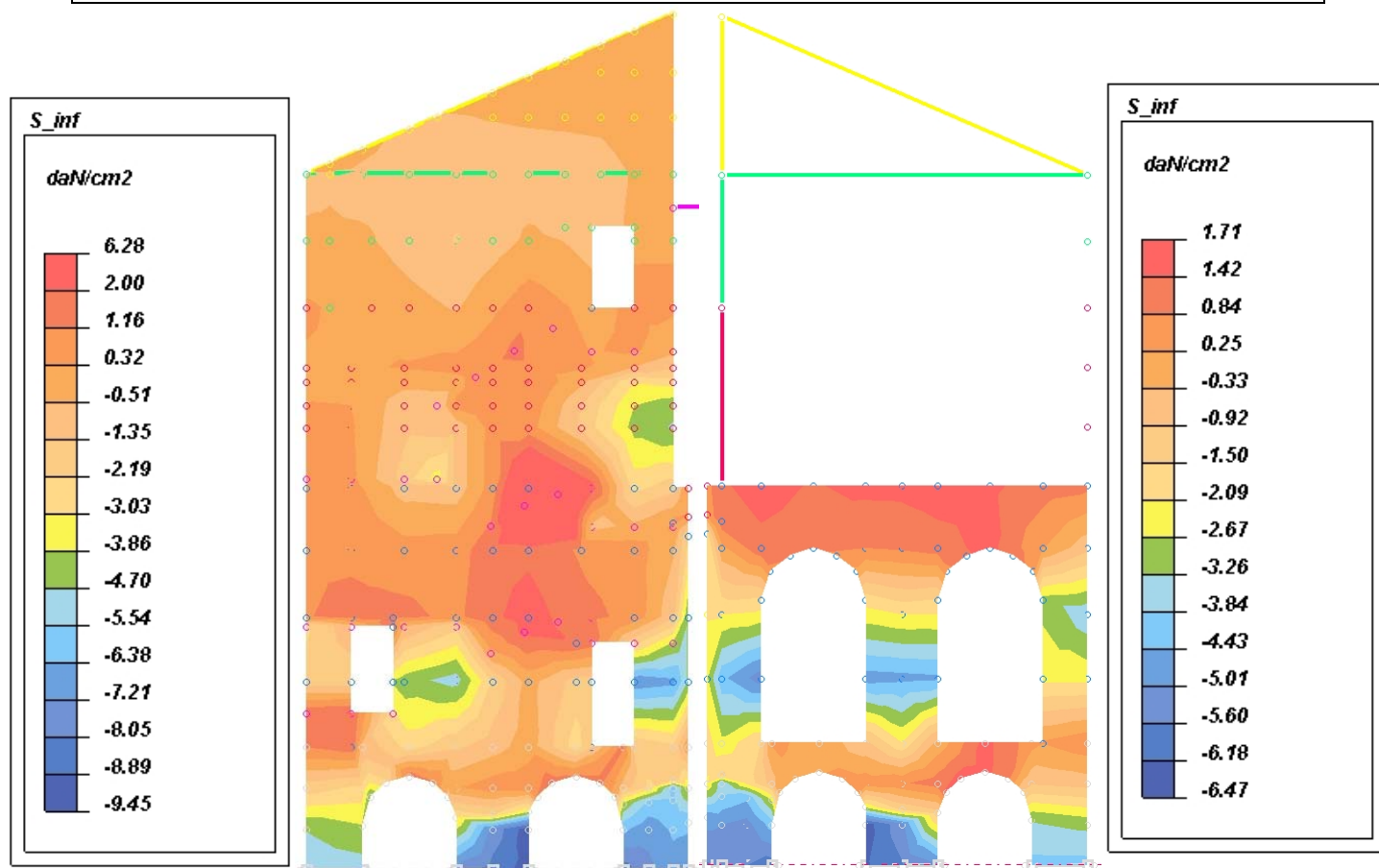


FIG. 25B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

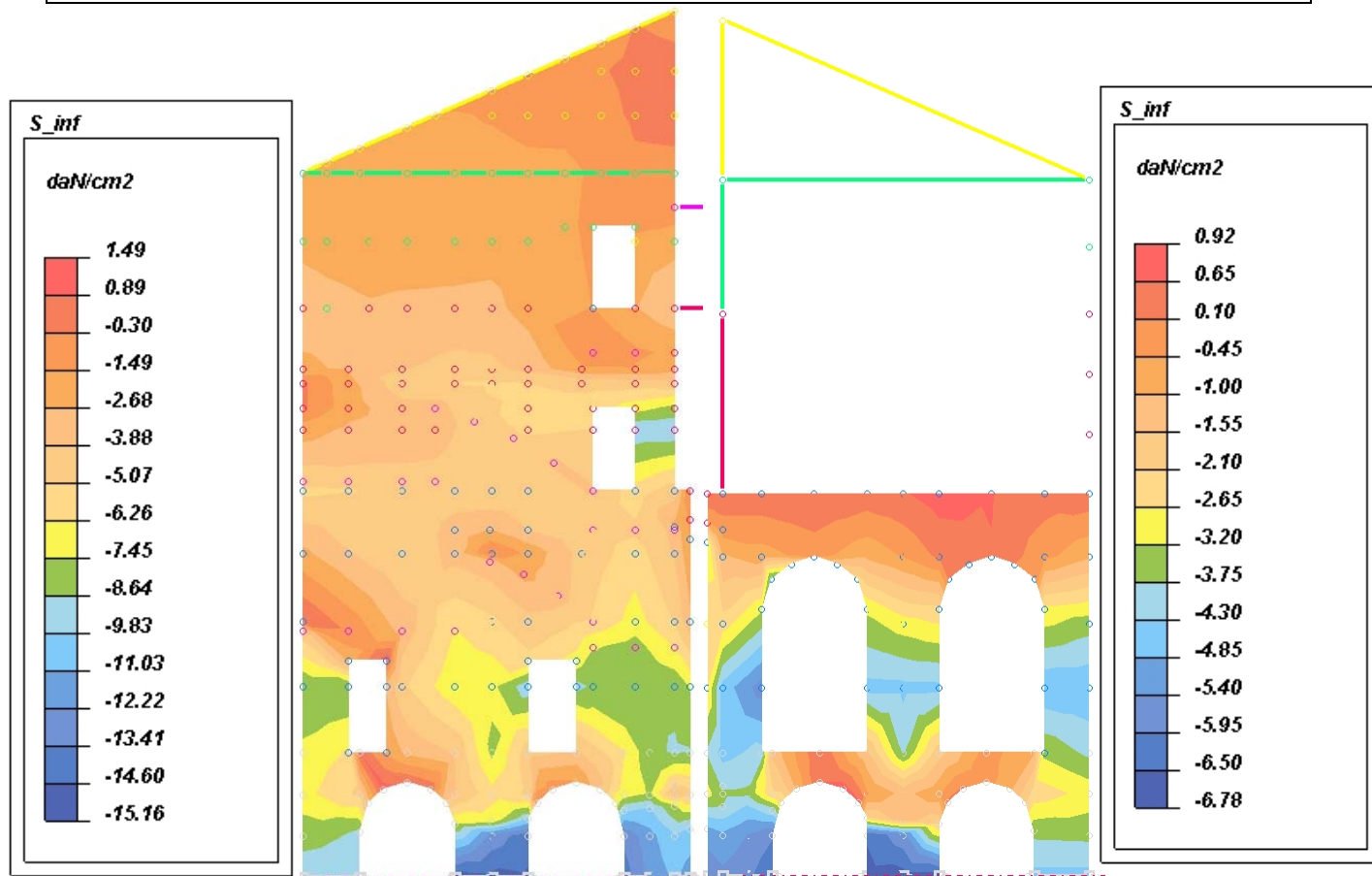


FIG. 26A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

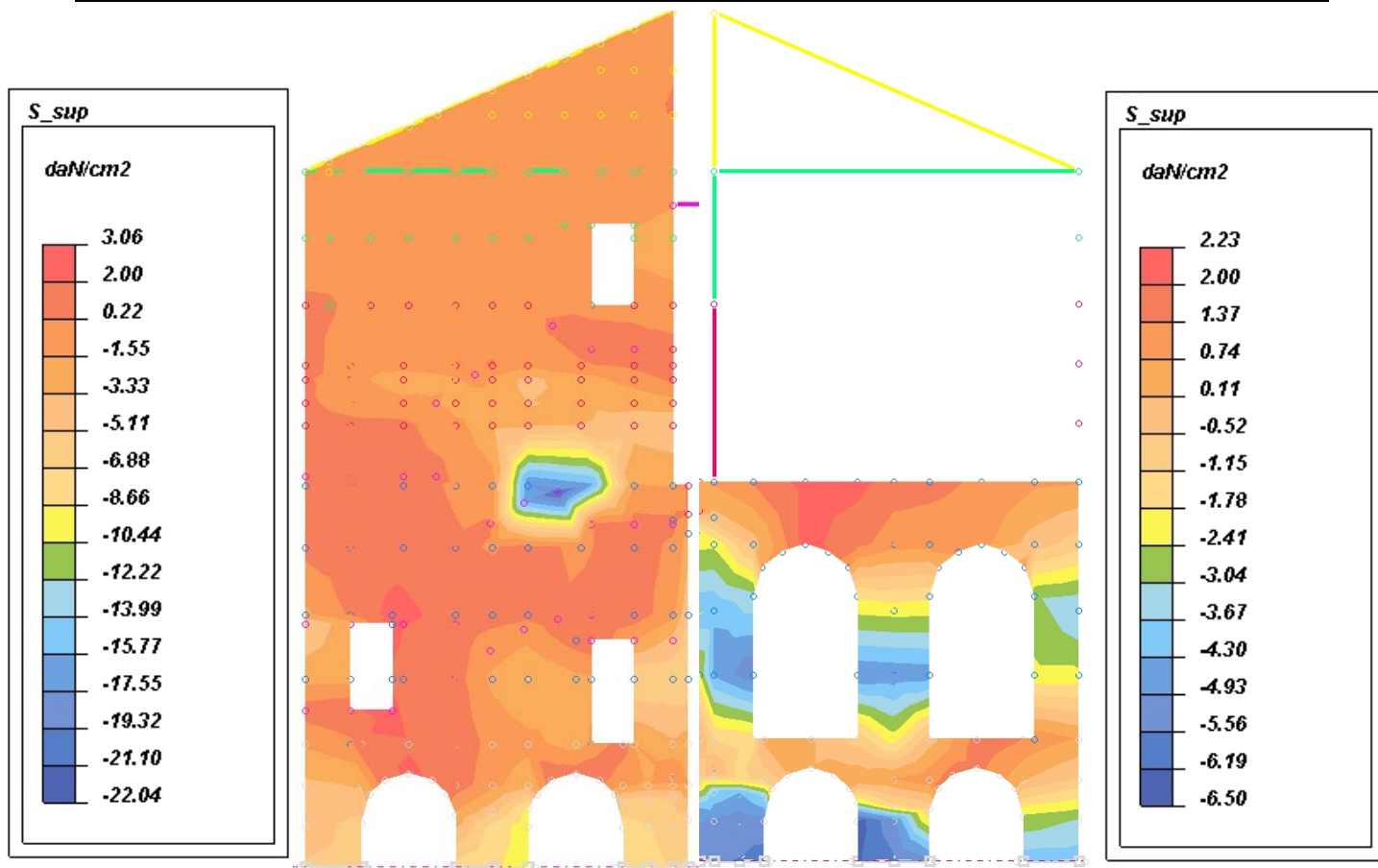
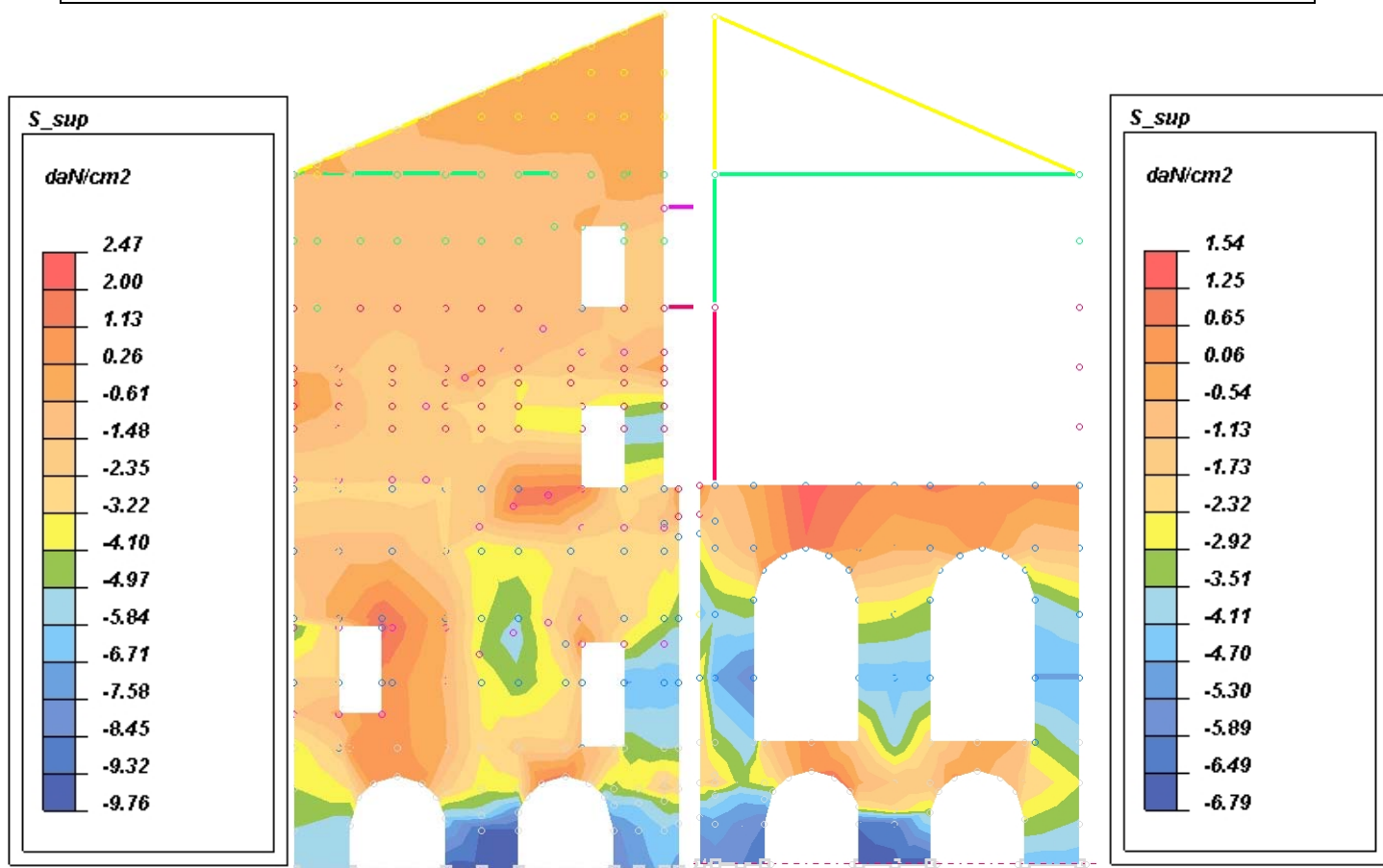


FIG. 26B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|---|--|
| ID. EL. | SETTI R4+R8 (setti radiali, a destra del vano scala) |
| CASO | SLU SENZA SISMA |
| FIG. 27A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

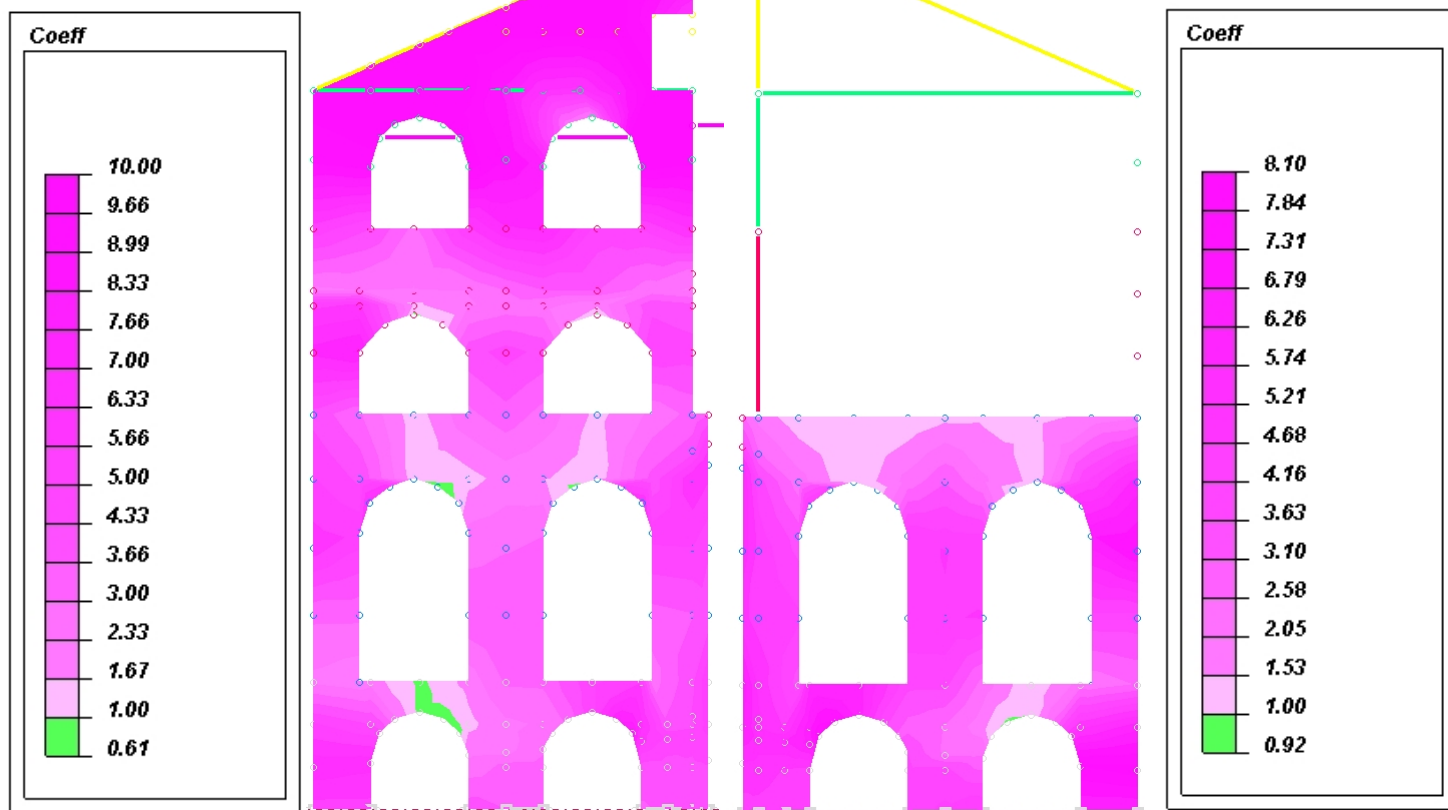


FIG. 27B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

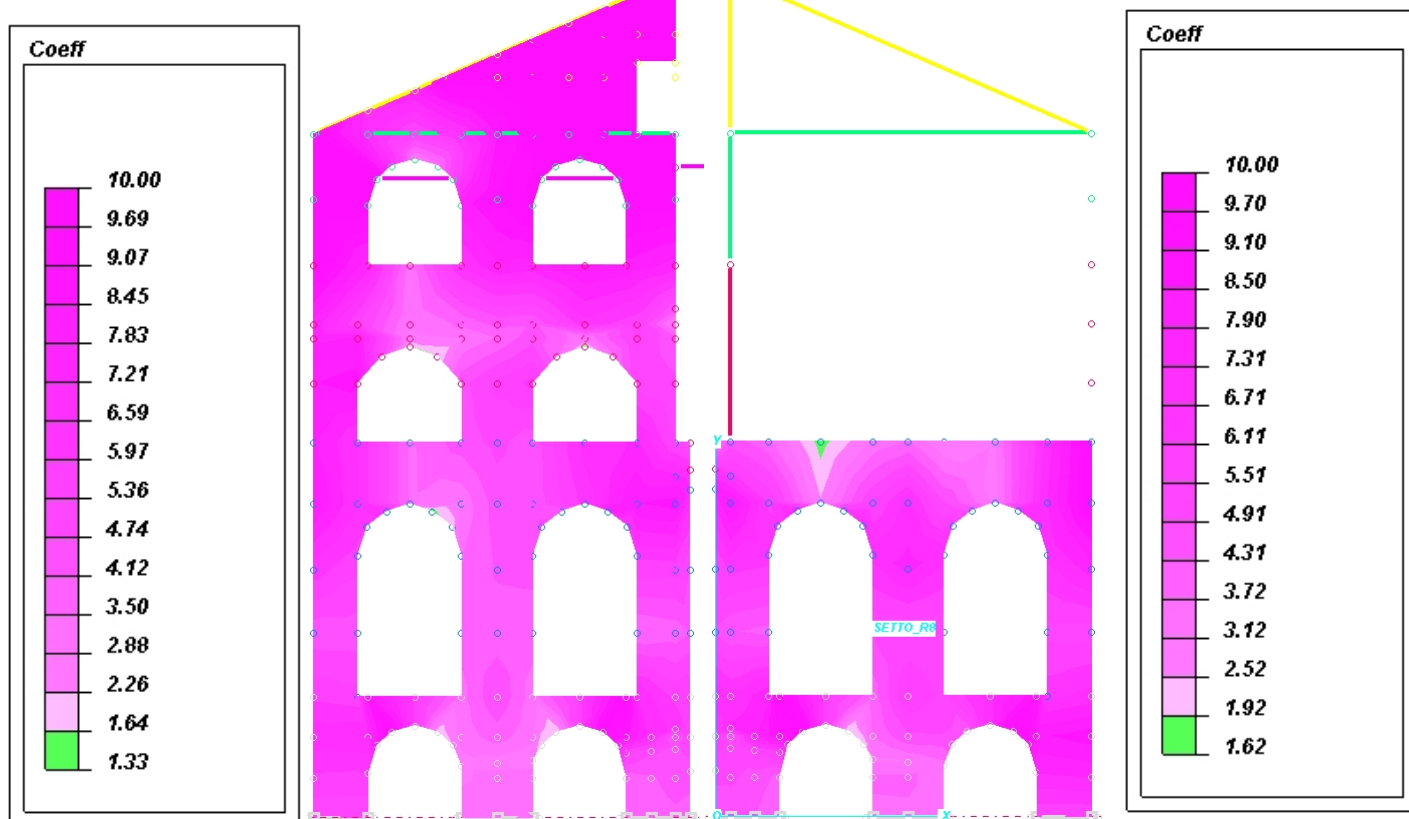


FIG. 28A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

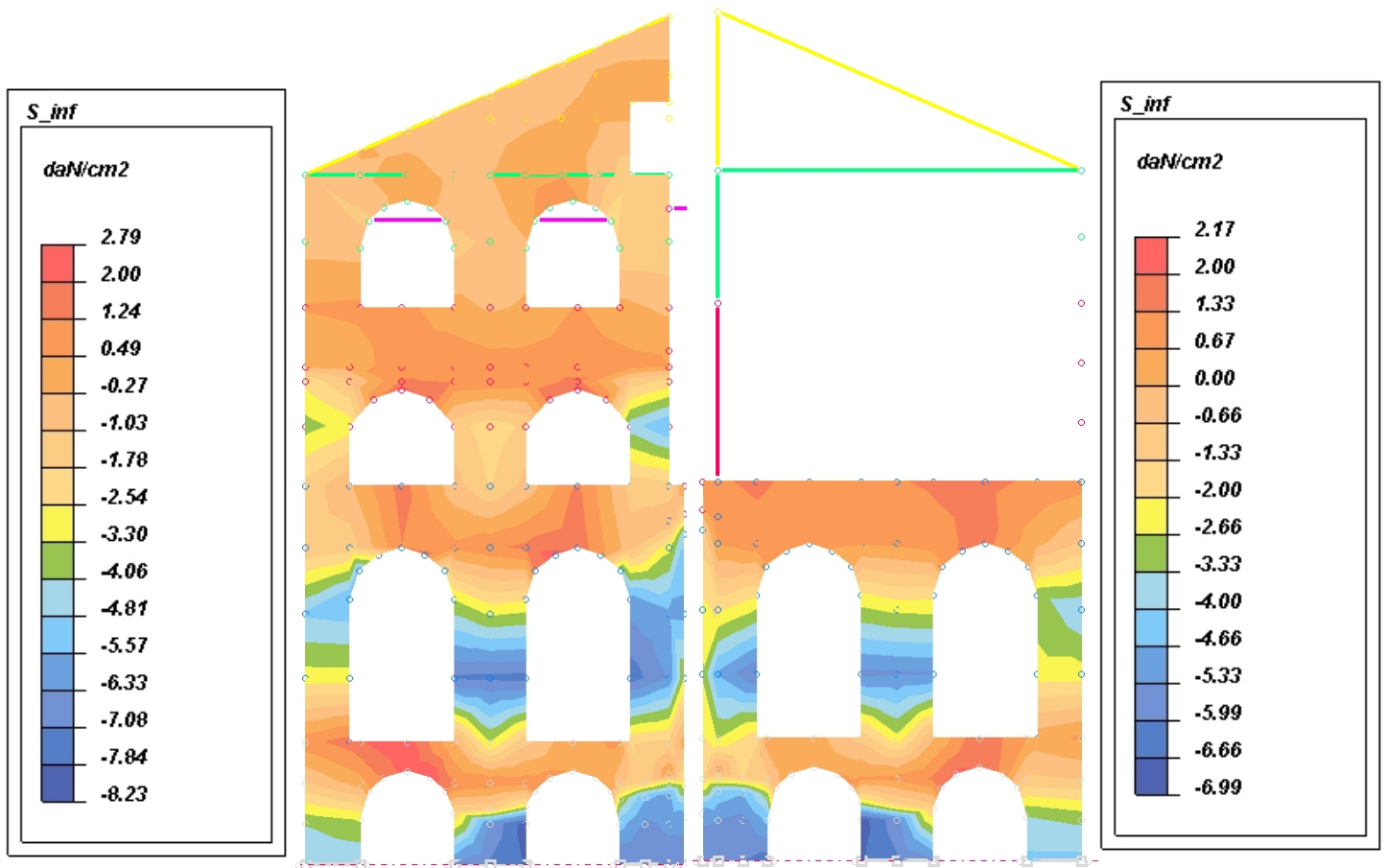


FIG. 28B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

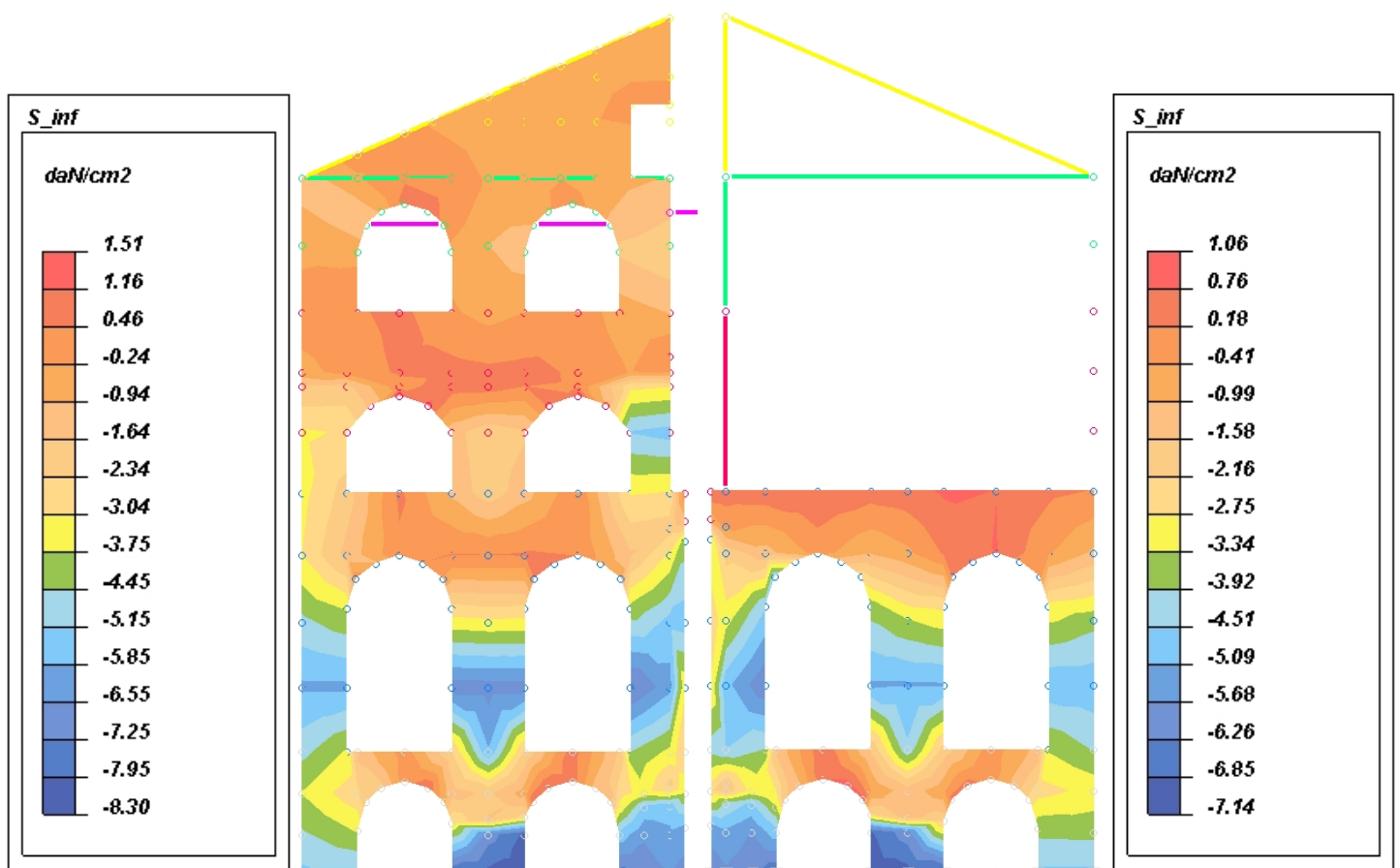


FIG. 29A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

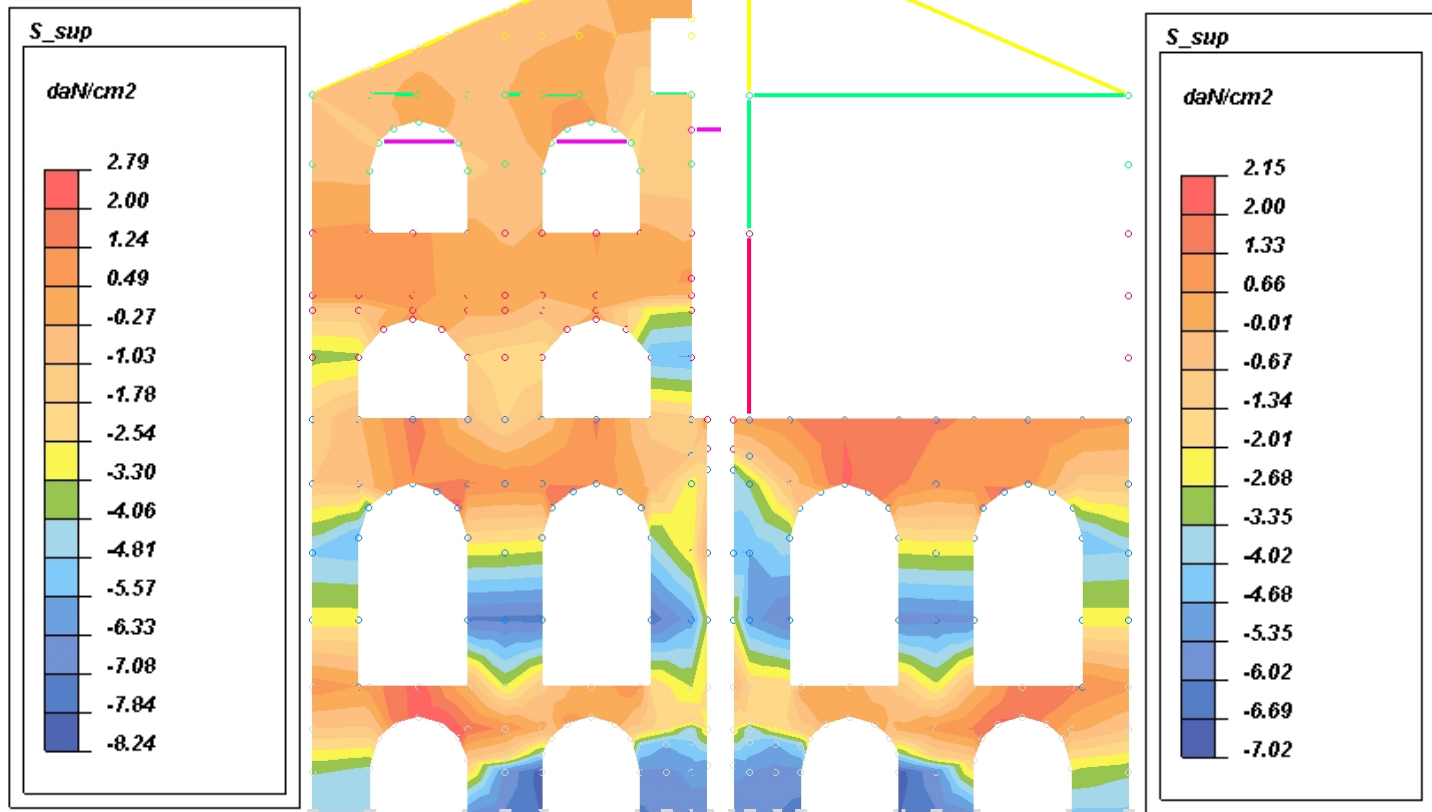
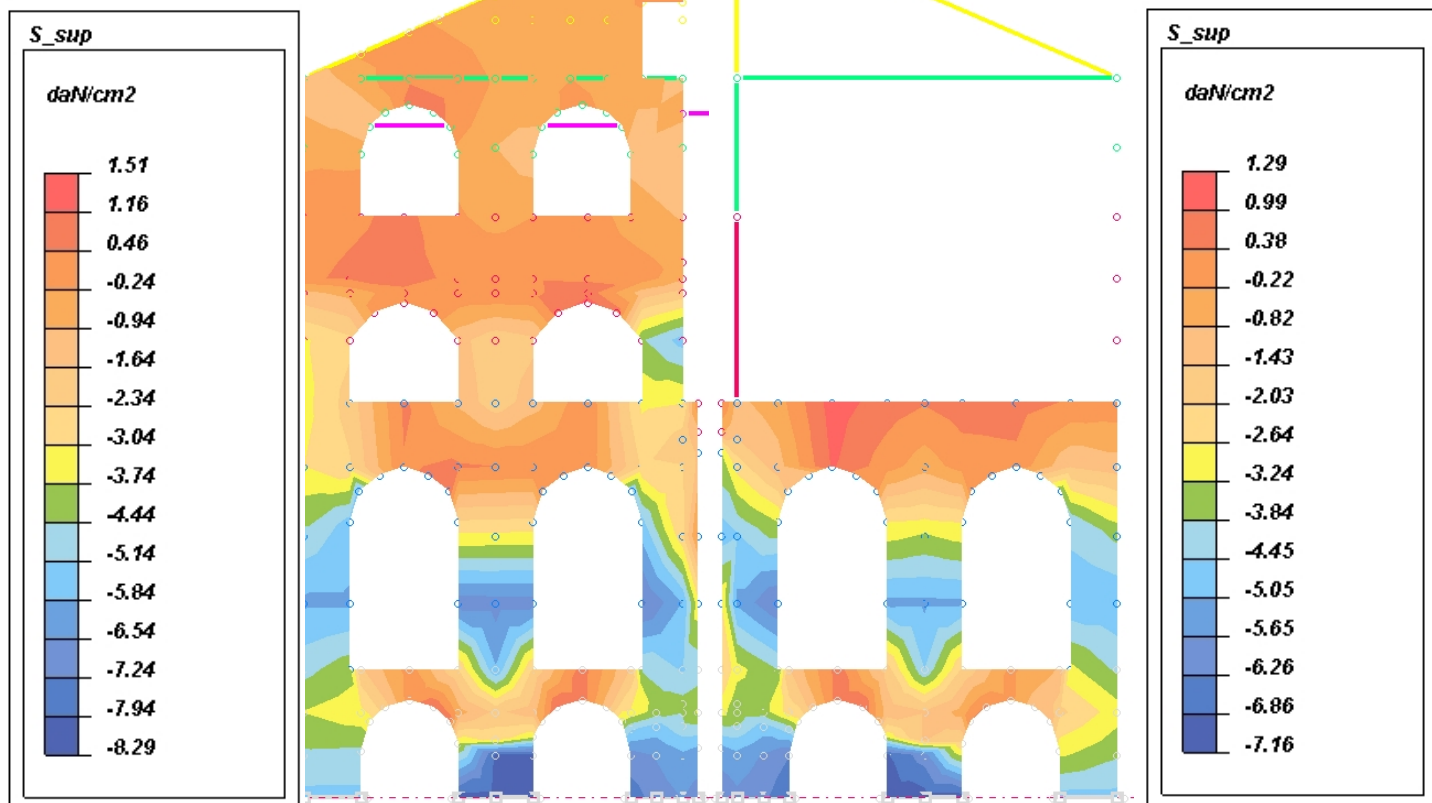


FIG. 29B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|--|---|
| ID. EL. | ARCONE 1 (arco centrale volta atrio PT) |
| CASO | SLU SENZA SISMA |
| FIG. 30A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

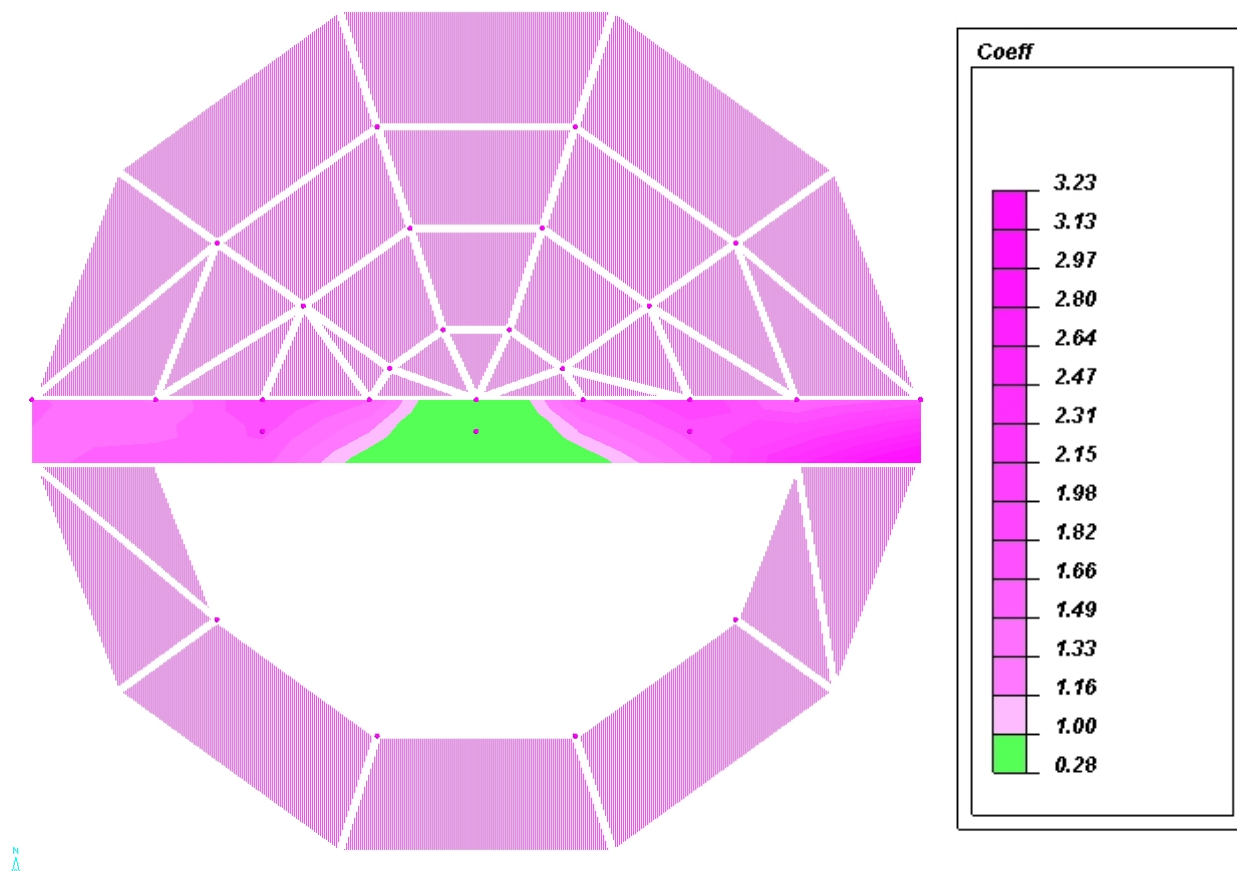


FIG. 30B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

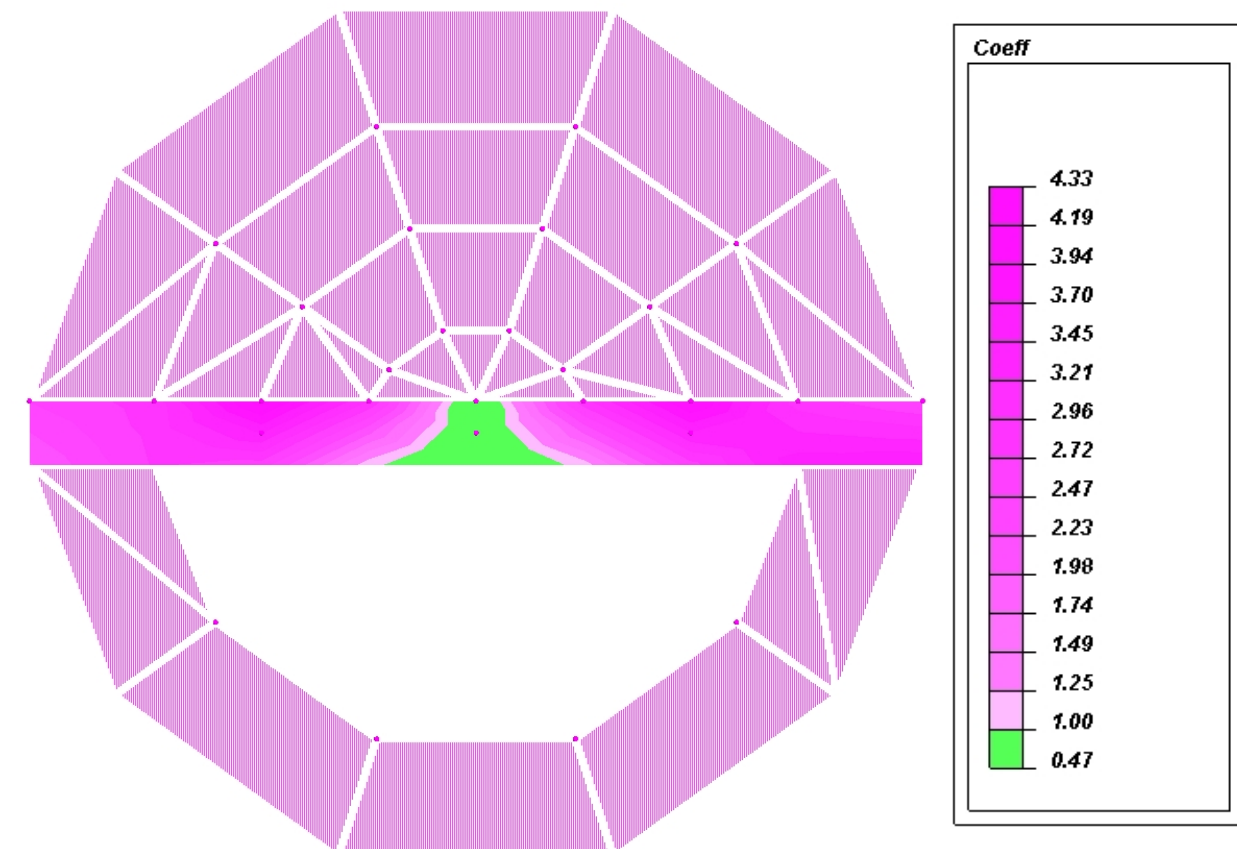


FIG. 31A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

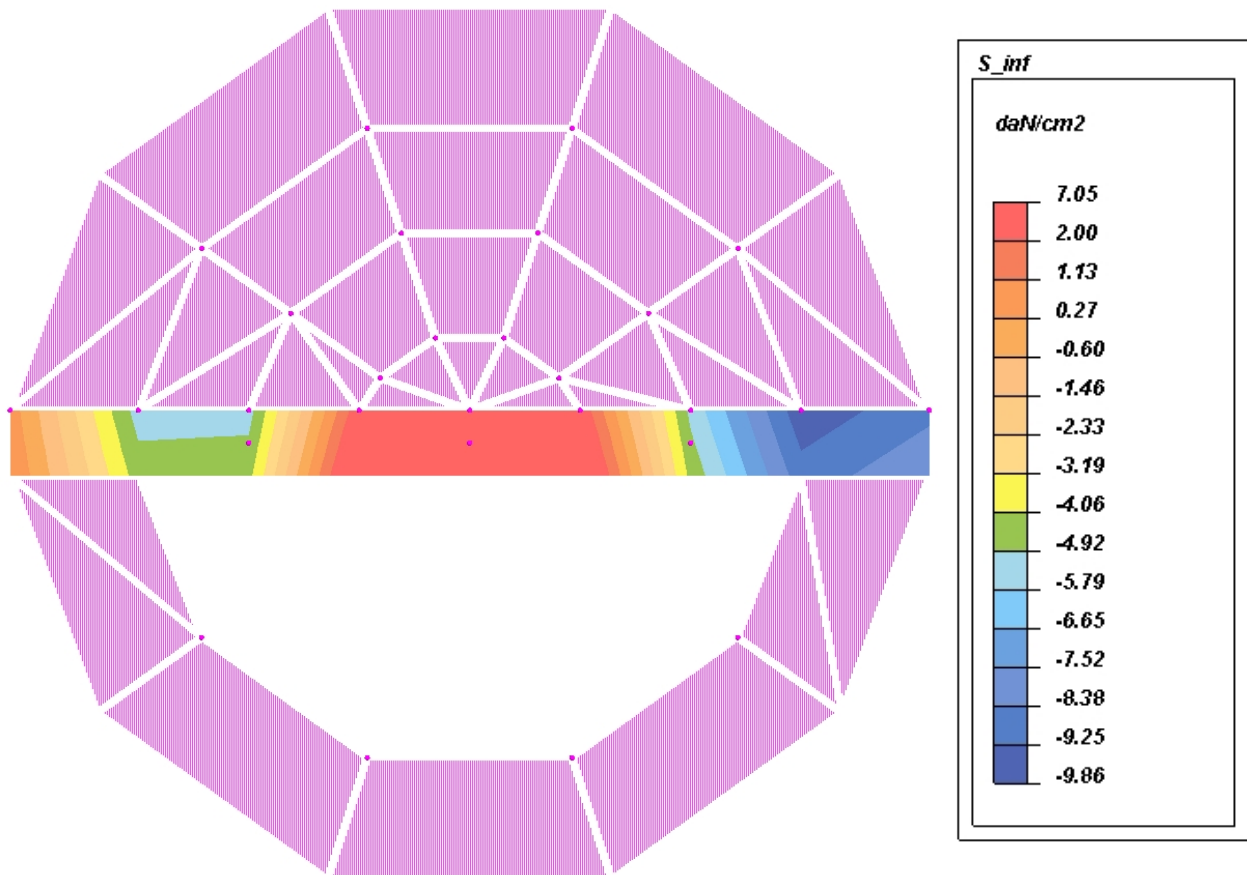


FIG. 31B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

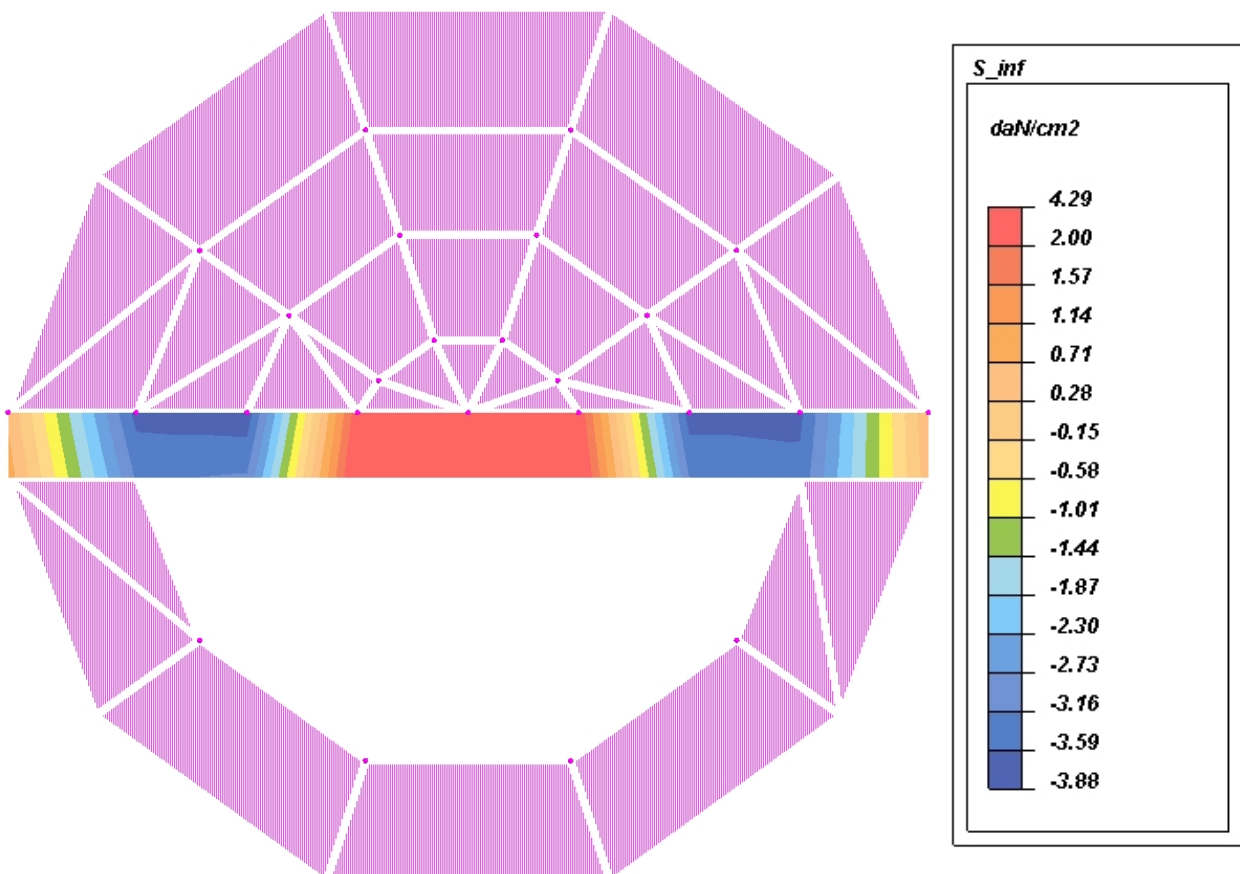


FIG. 32A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

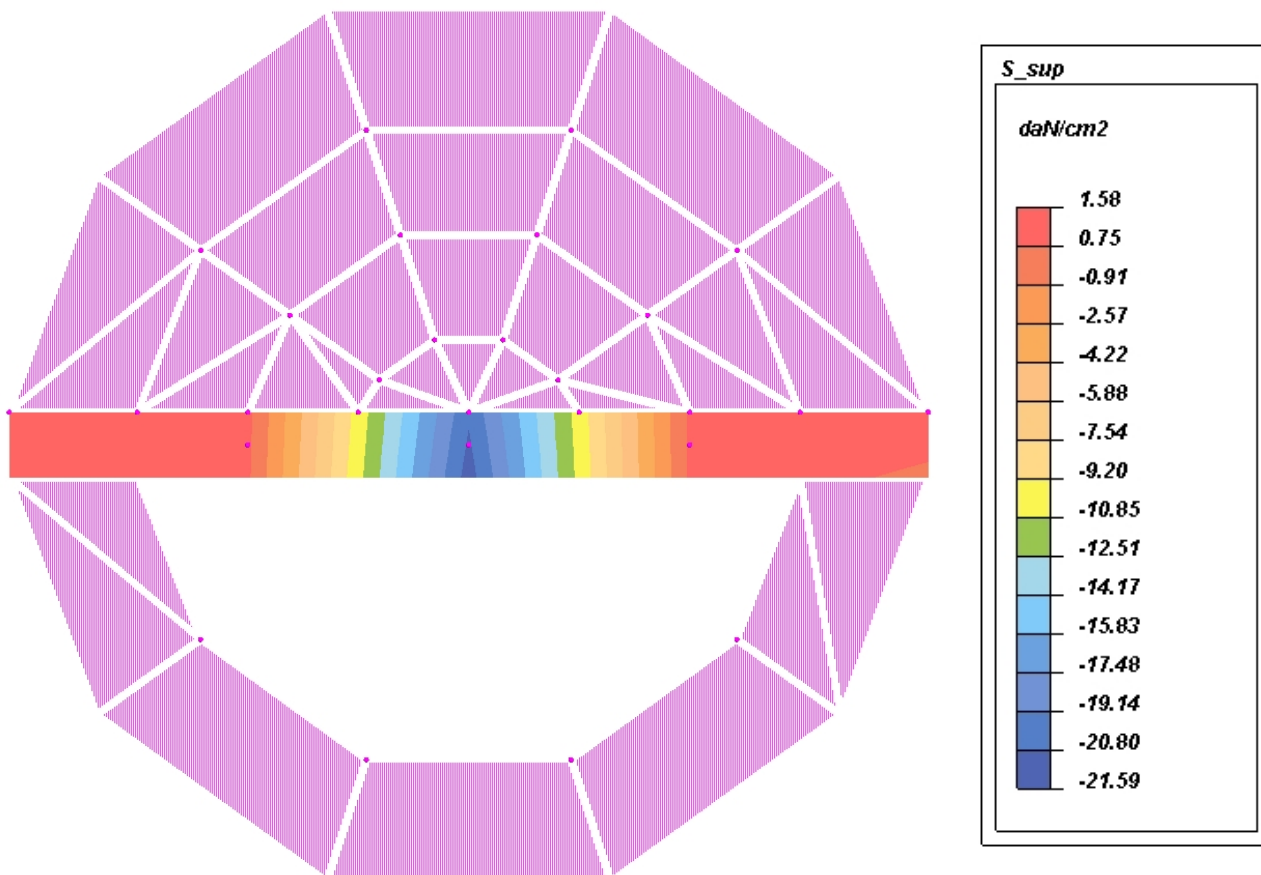
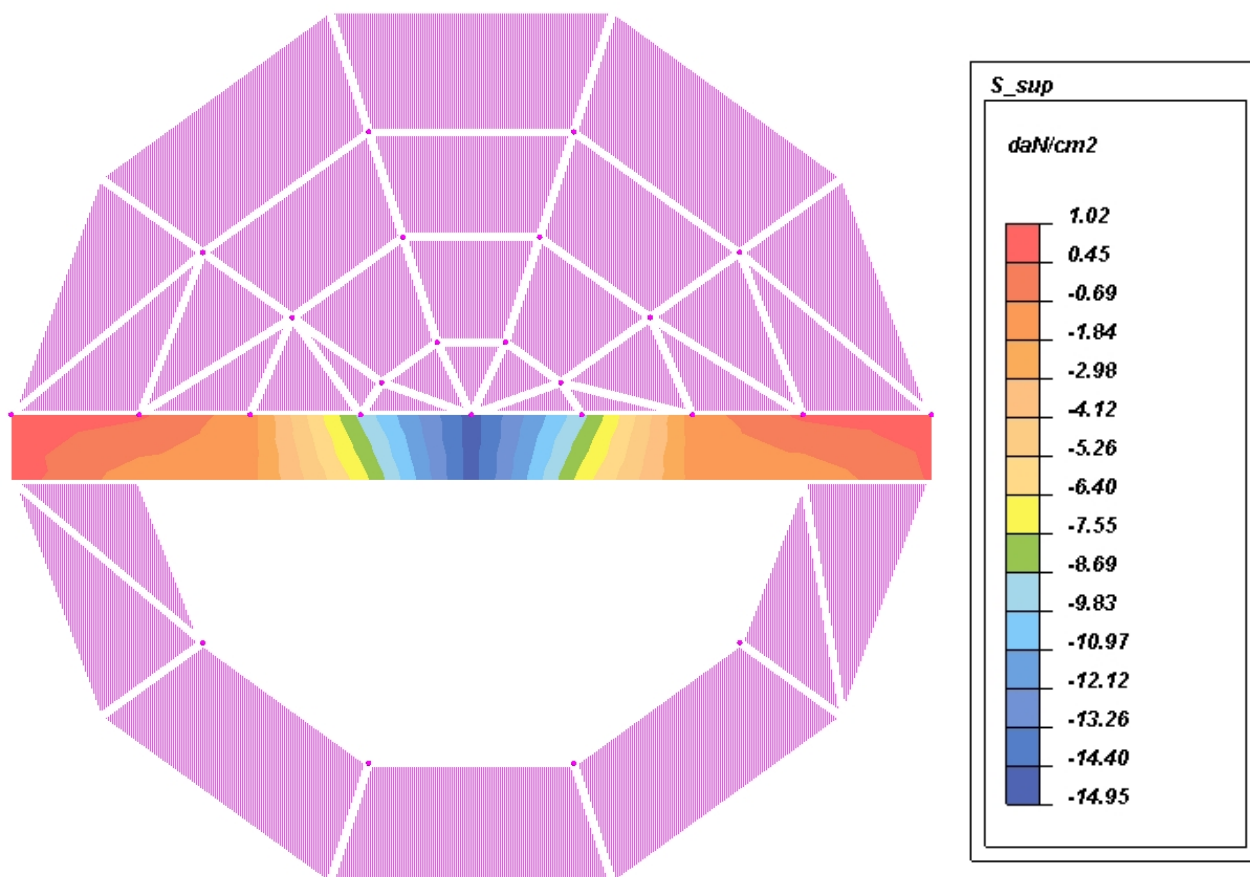


FIG. 32B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|--|--|
| ID. EL. | TAMBURO EXT (muro circolare perimetrale esterno) |
| CASO | SLU + SISMA X ED Y |
| FIG. 33A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

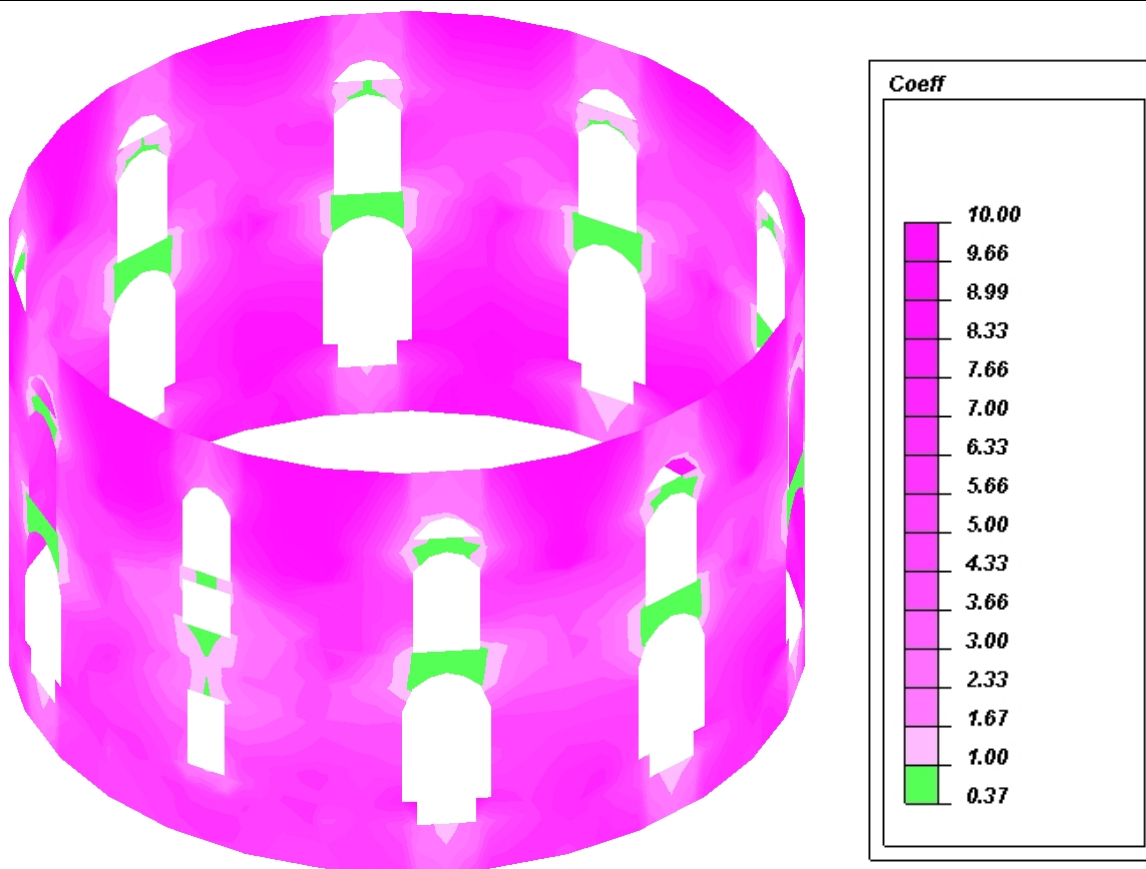
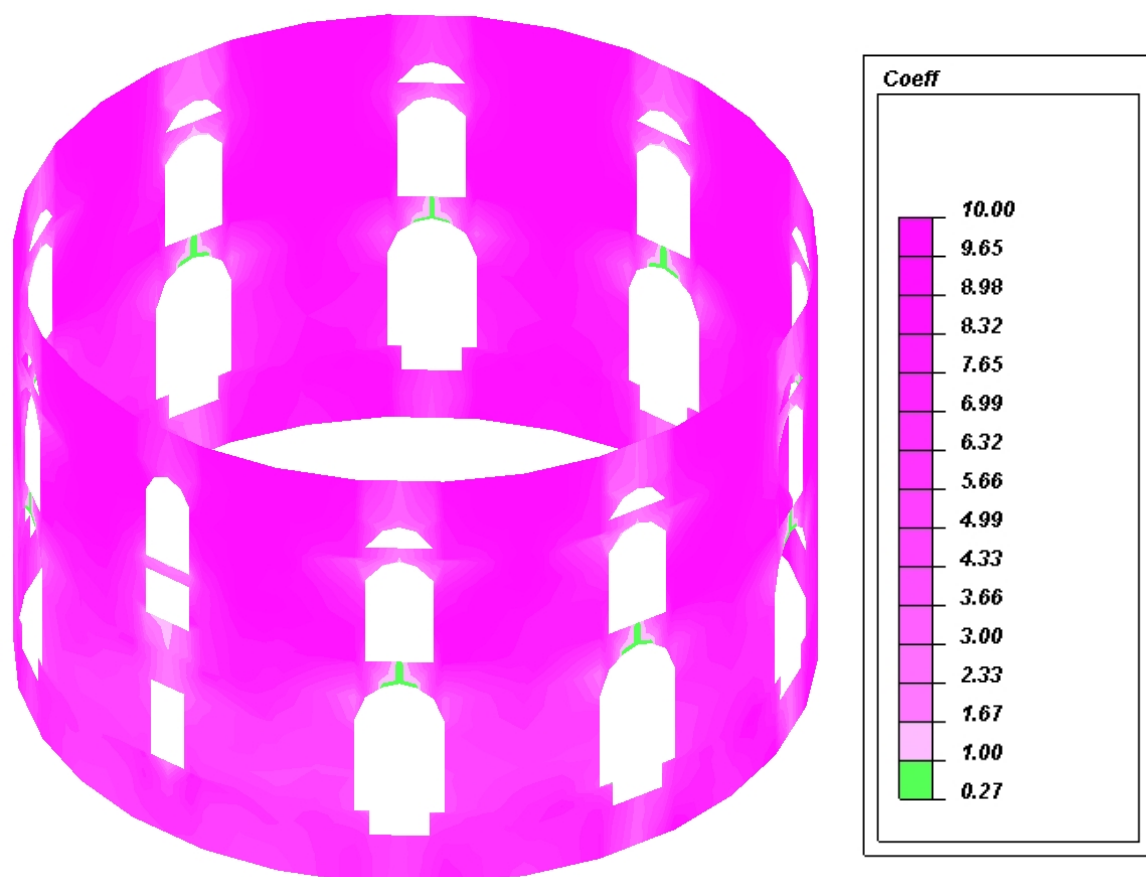


FIG. 33B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



- MODELLO SENZA LIVELLI

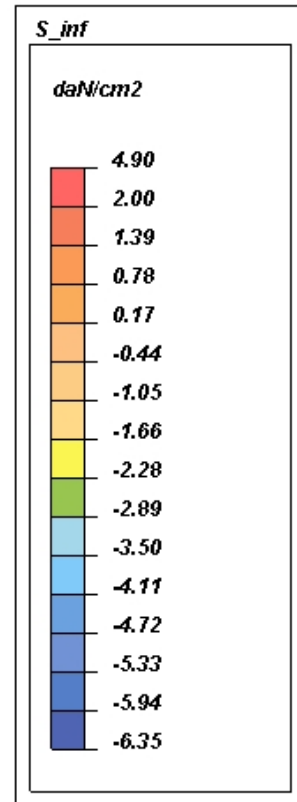
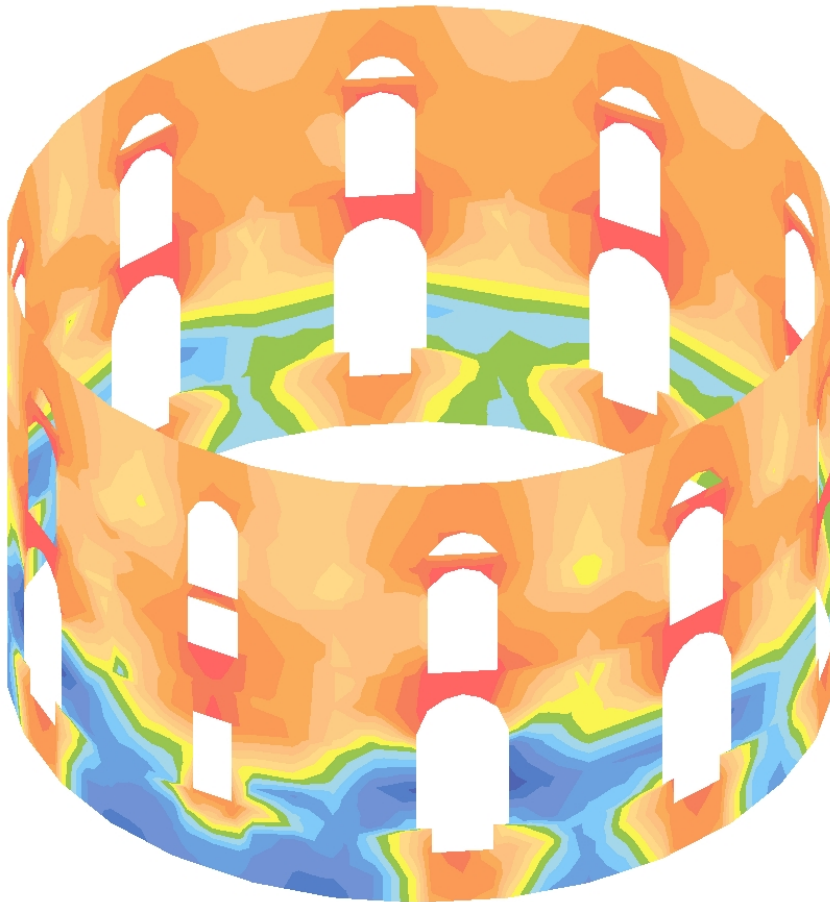
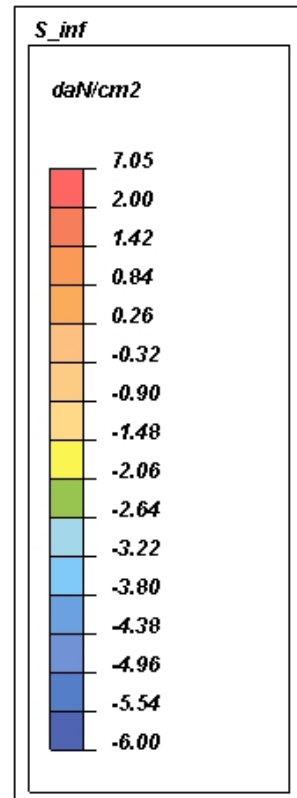
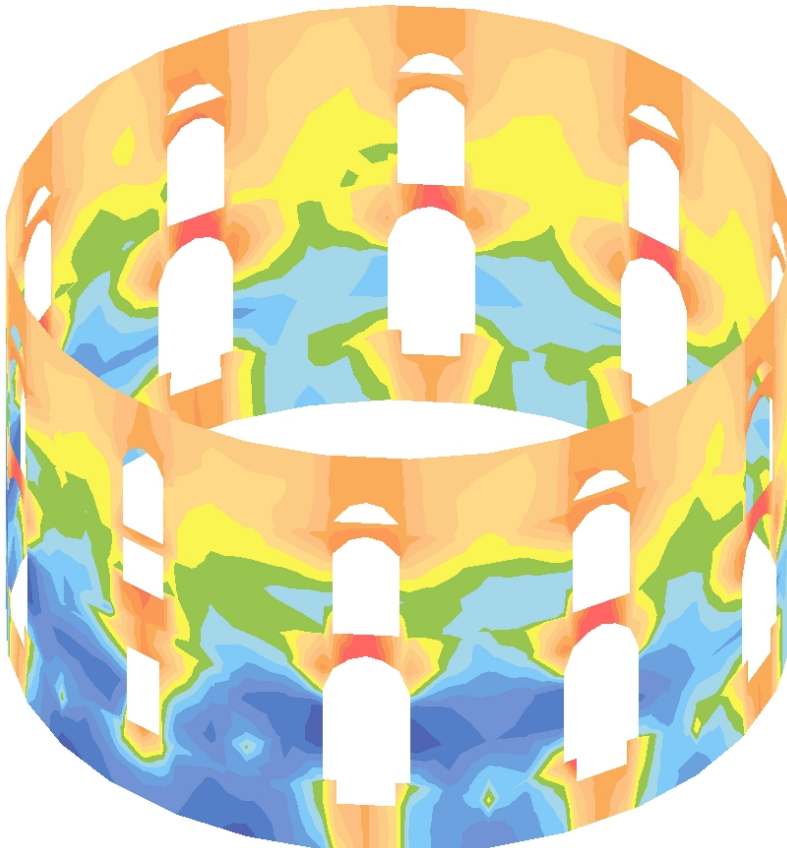


FIG. 34B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE - MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



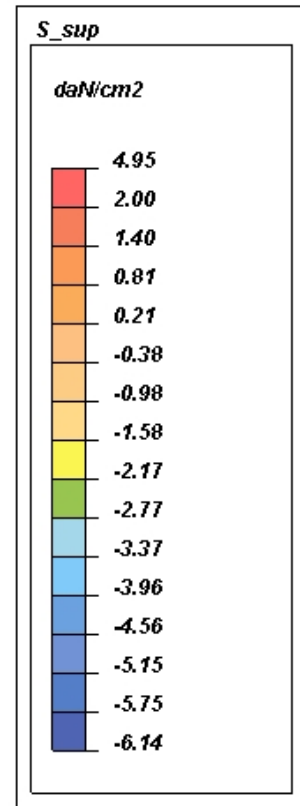
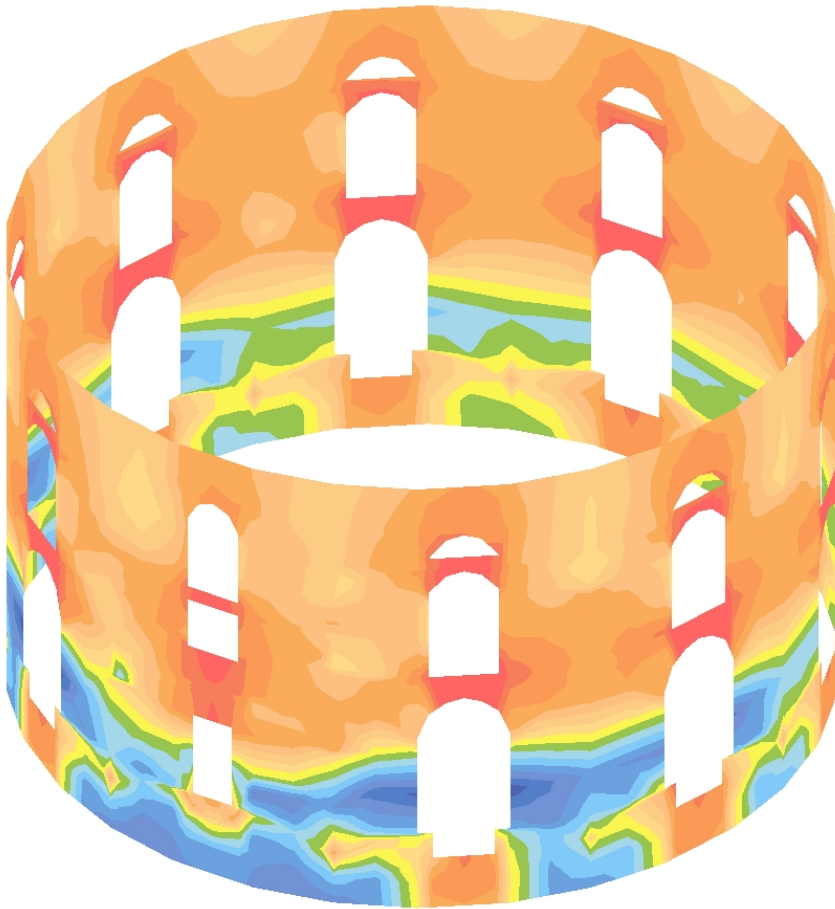
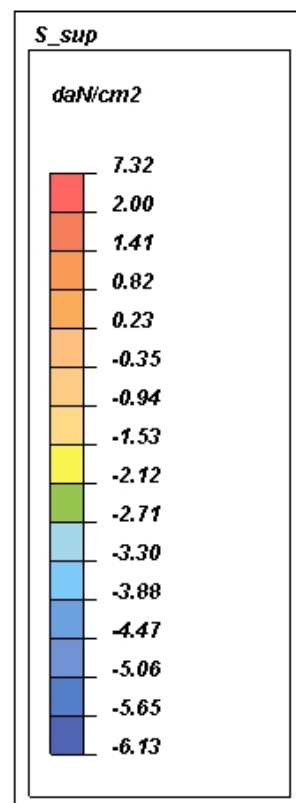
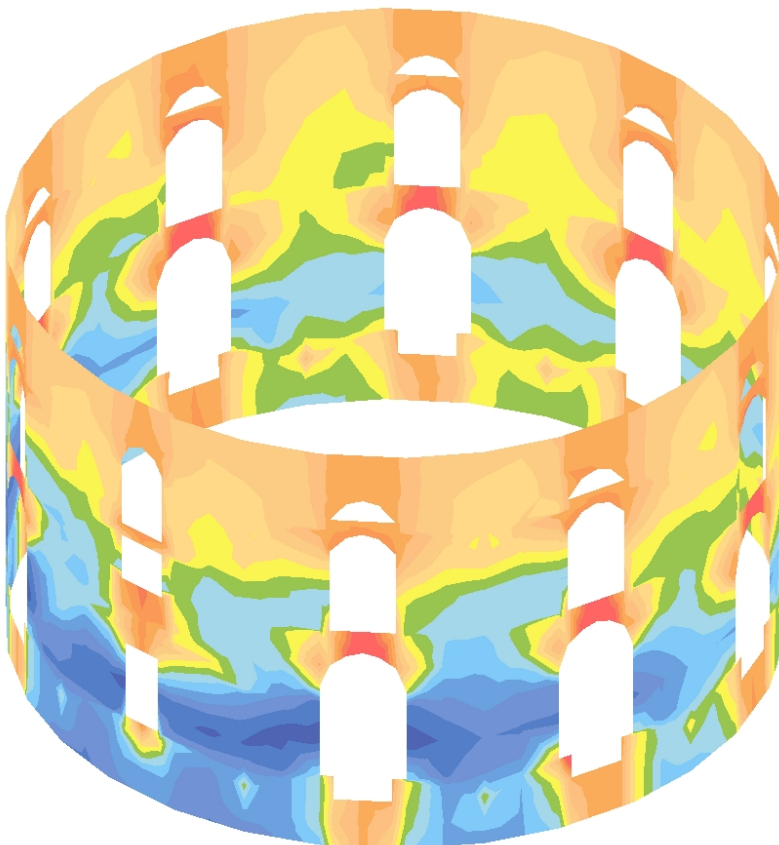


FIG. 35B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | | |
|---------|--|--|
| ID. EL. | TAMBURO INT (muro circolare interno) | |
| CASO | SLU + SISMA X ED Y | |
| | FIG. 36A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | FIG. 36B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI |

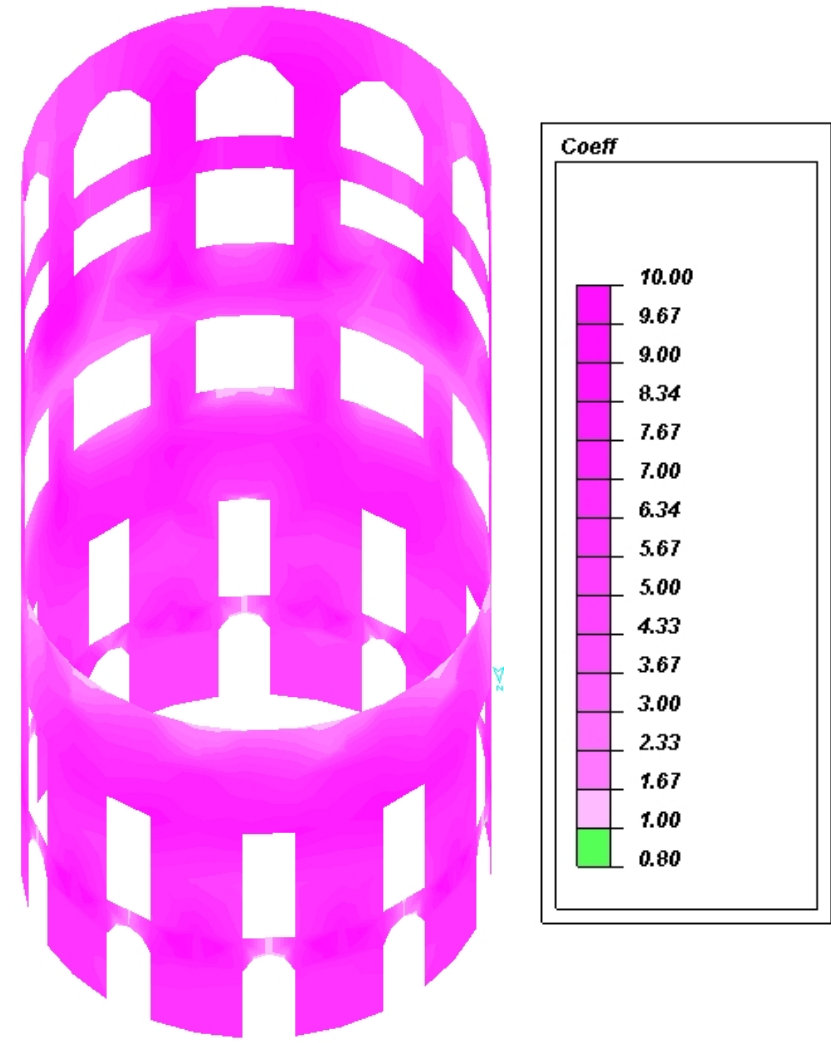
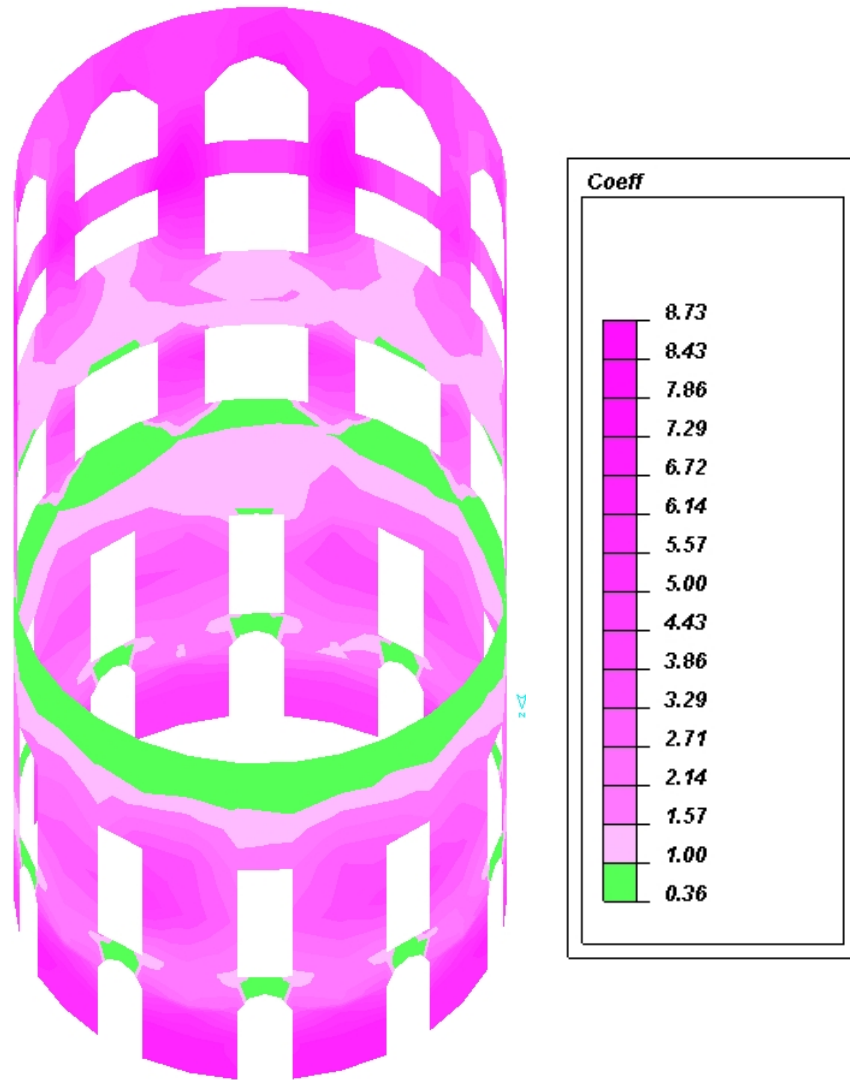
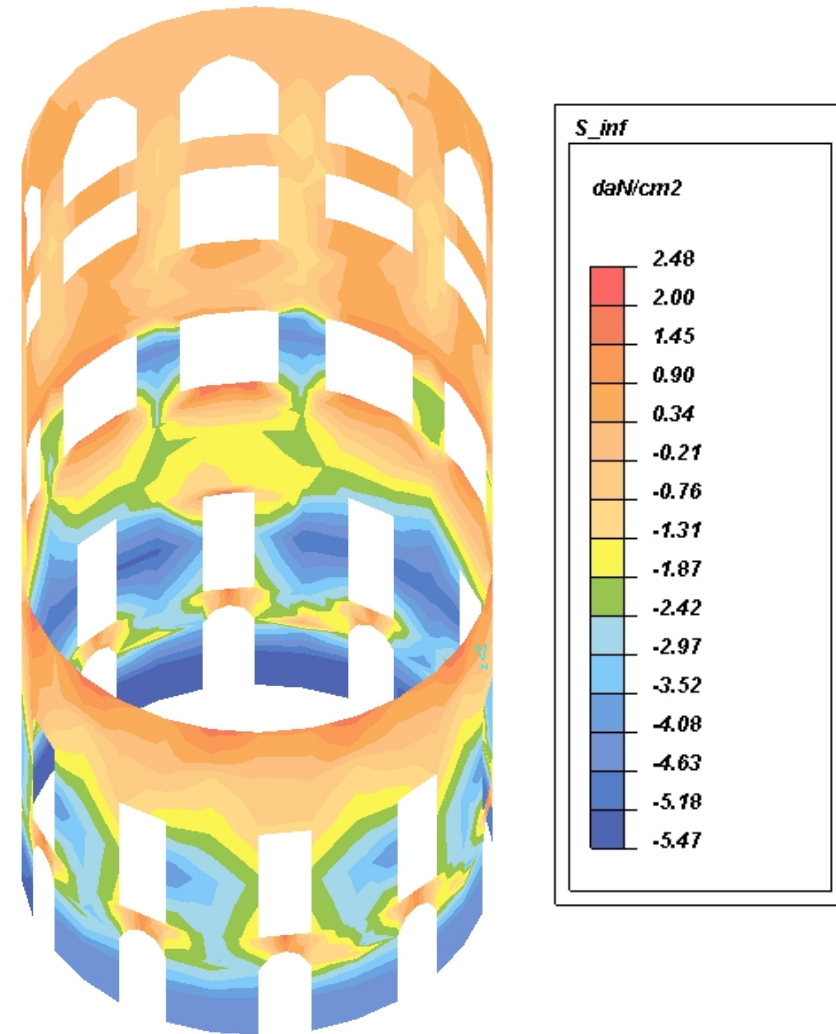
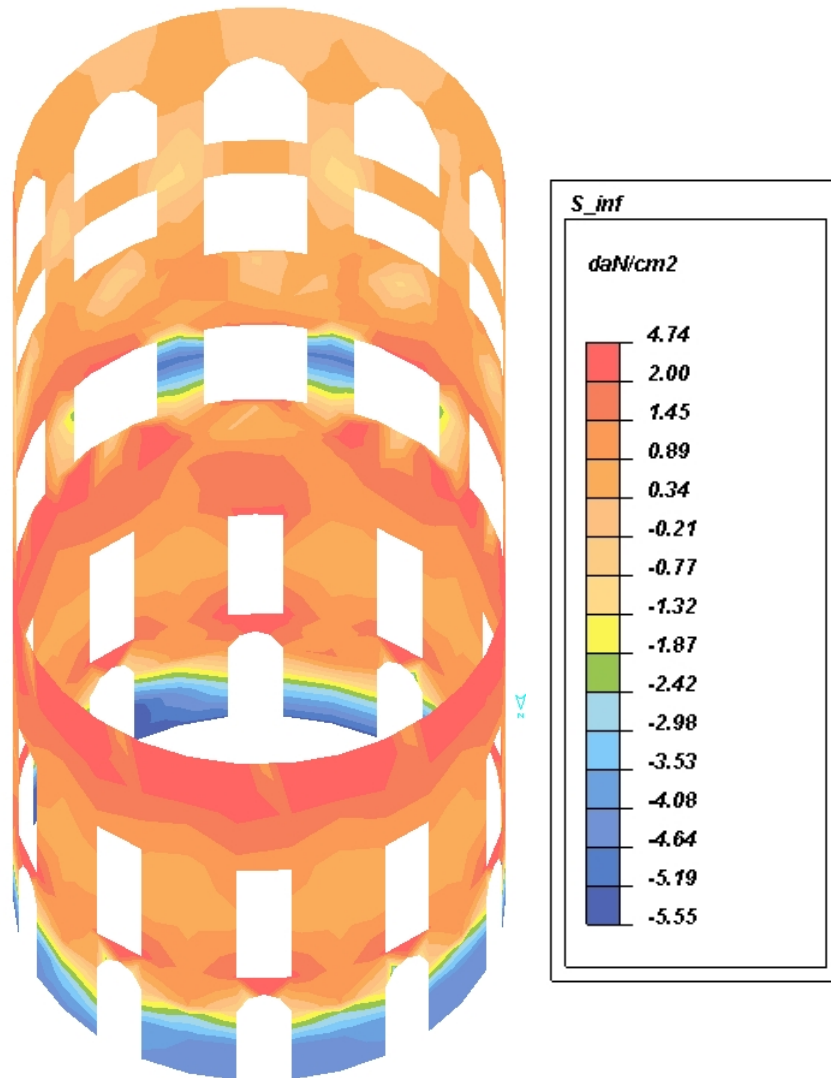
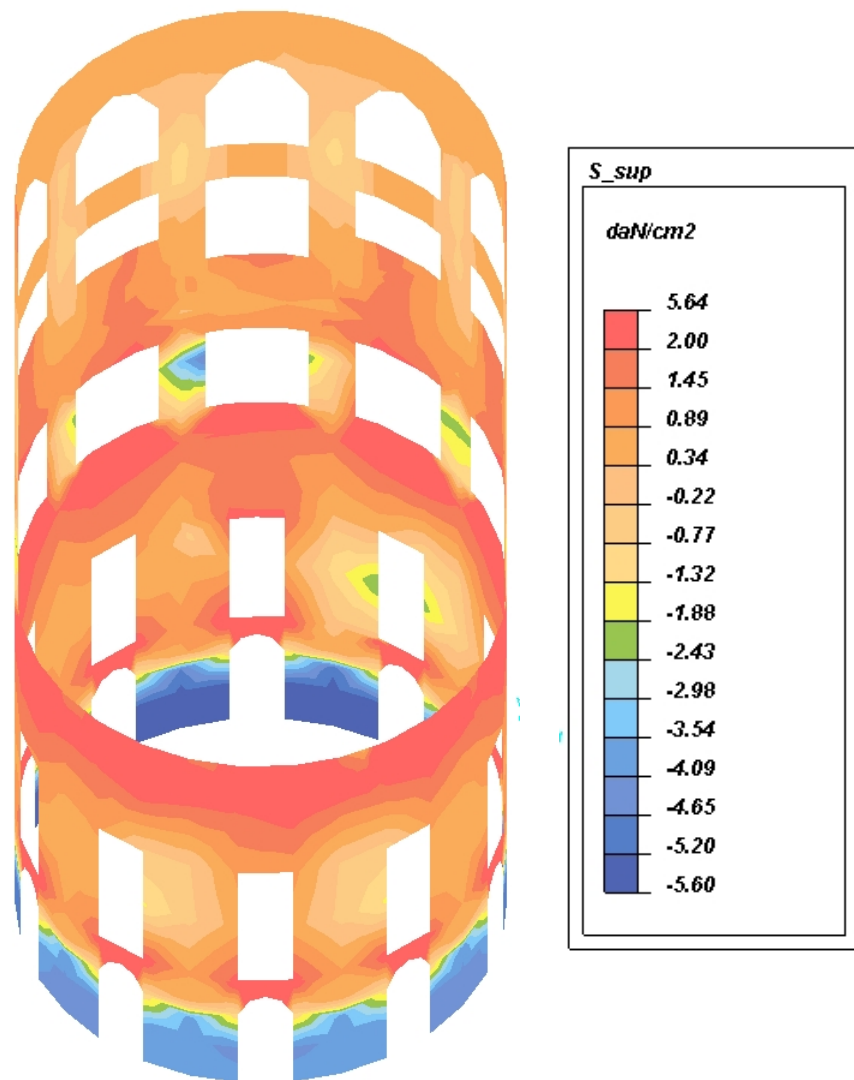


FIG. 37A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

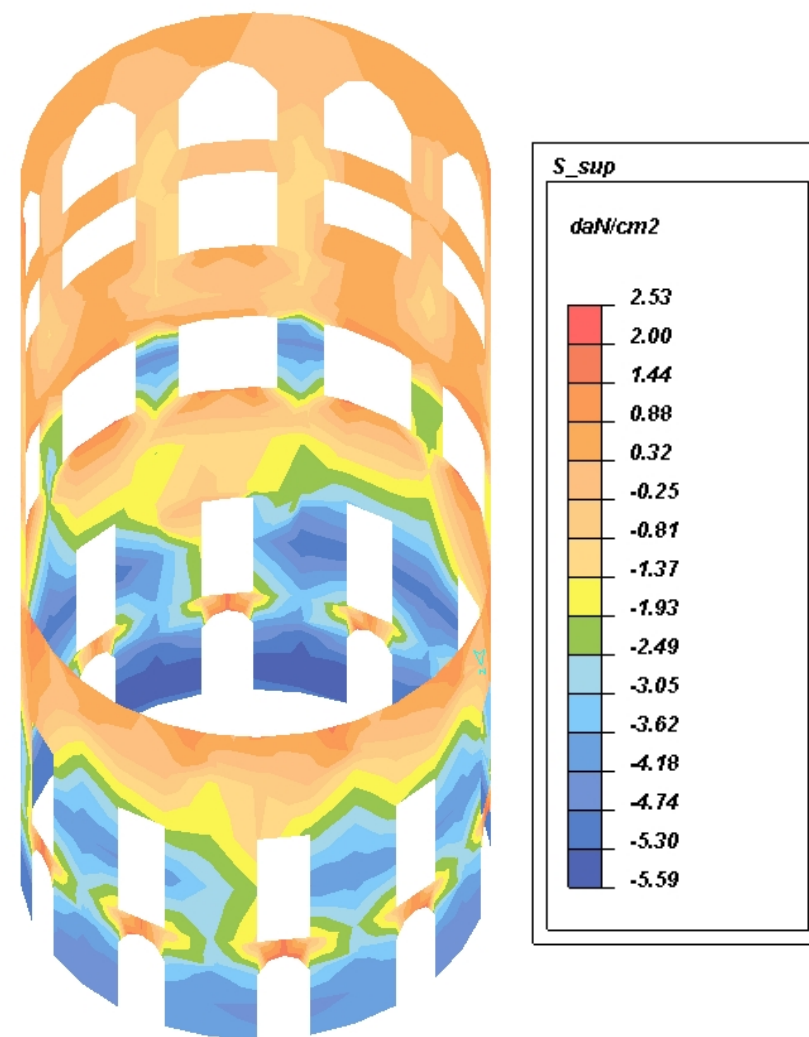
FIG. 37B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE –MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



**FIG. 38A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO
SENZA LIVELLI RIGIDI**



**FIG. 38B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE –MODELLO
CON LIVELLI RIGIDI**



| | |
|--|--|
| ID. EL. | SETTO DC (setto in corrispondenza del diametro principale) |
| CASO | SLU + SISMA X ED Y |
| FIG. 39A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

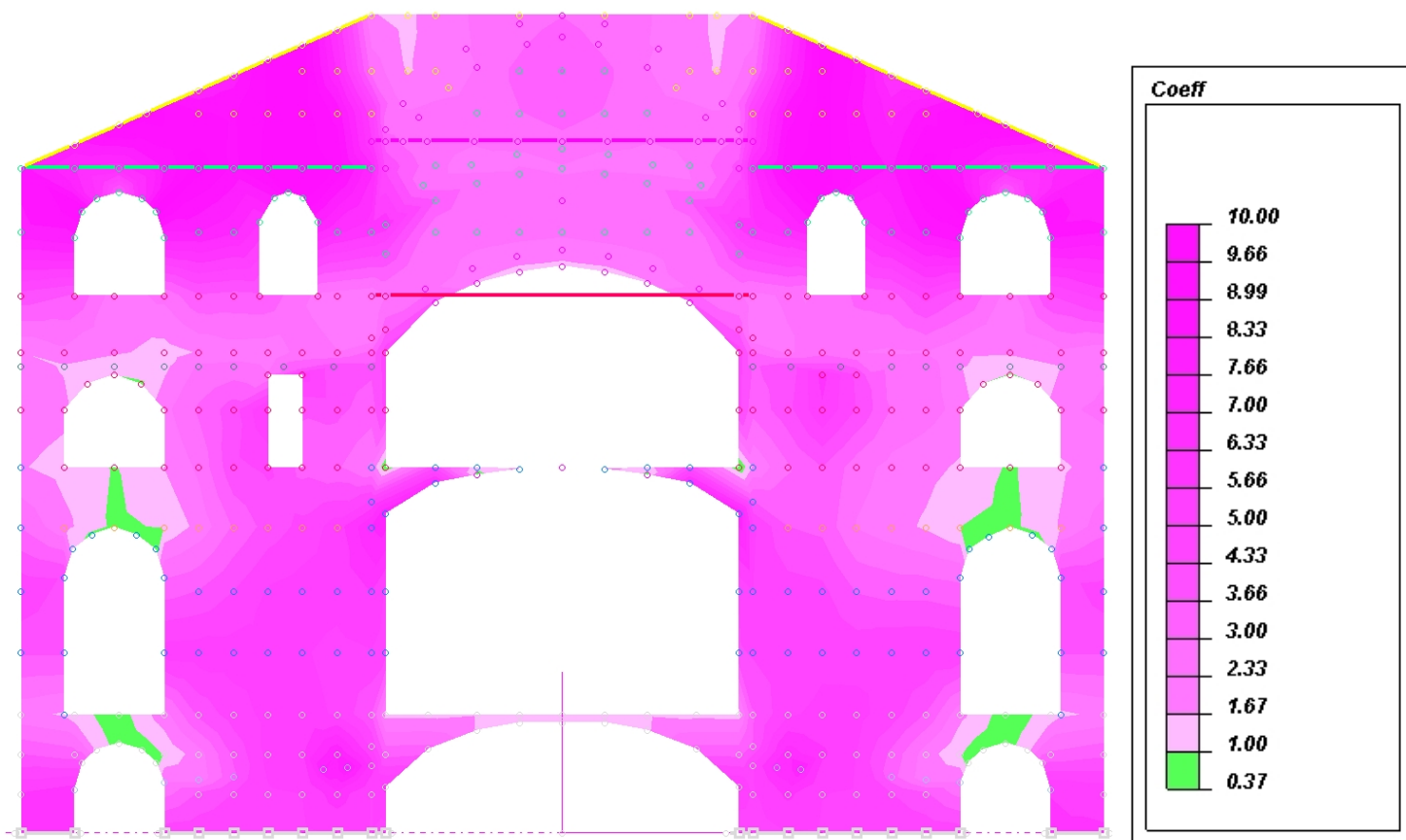


FIG. 39B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



FIG. 40A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

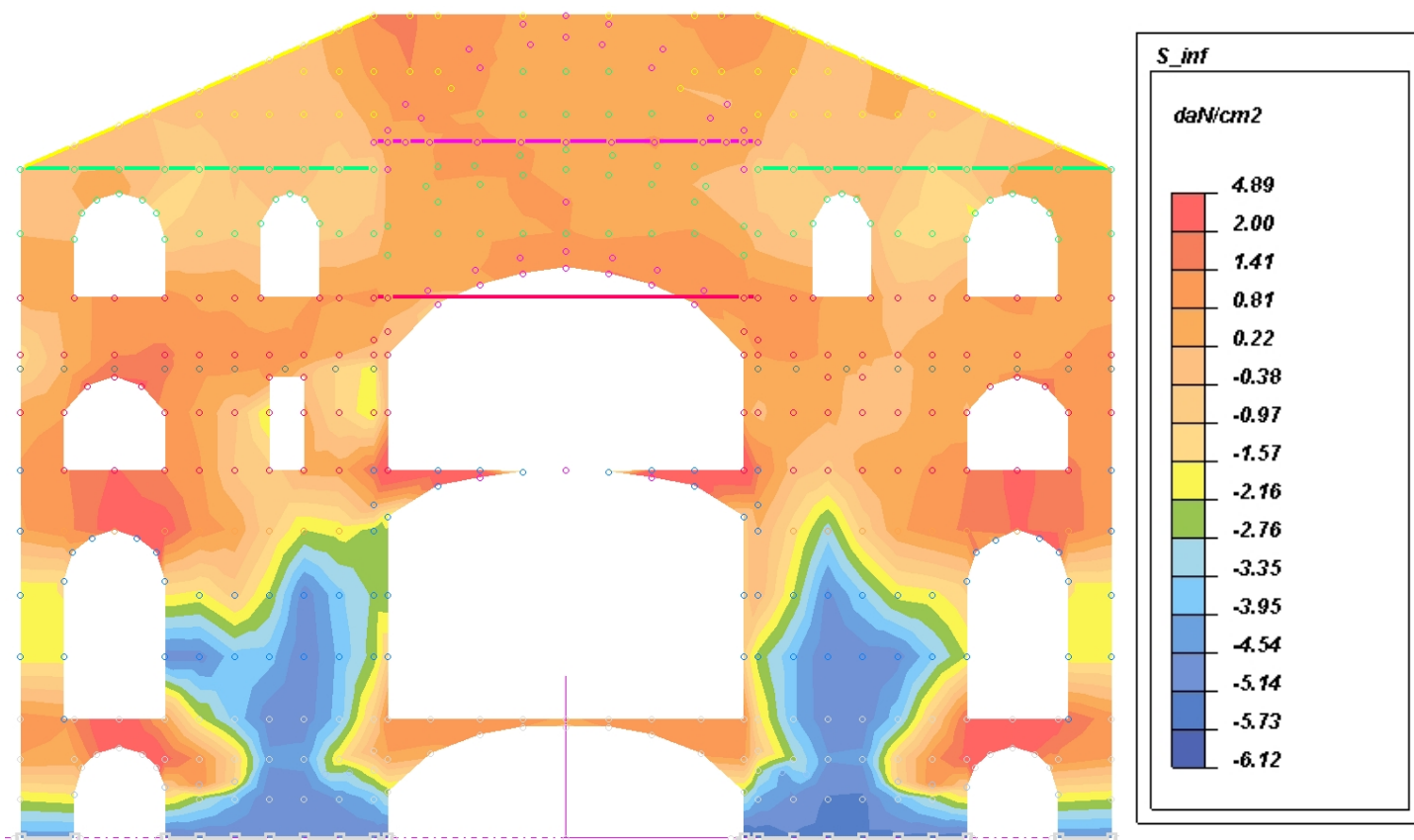


FIG. 40B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

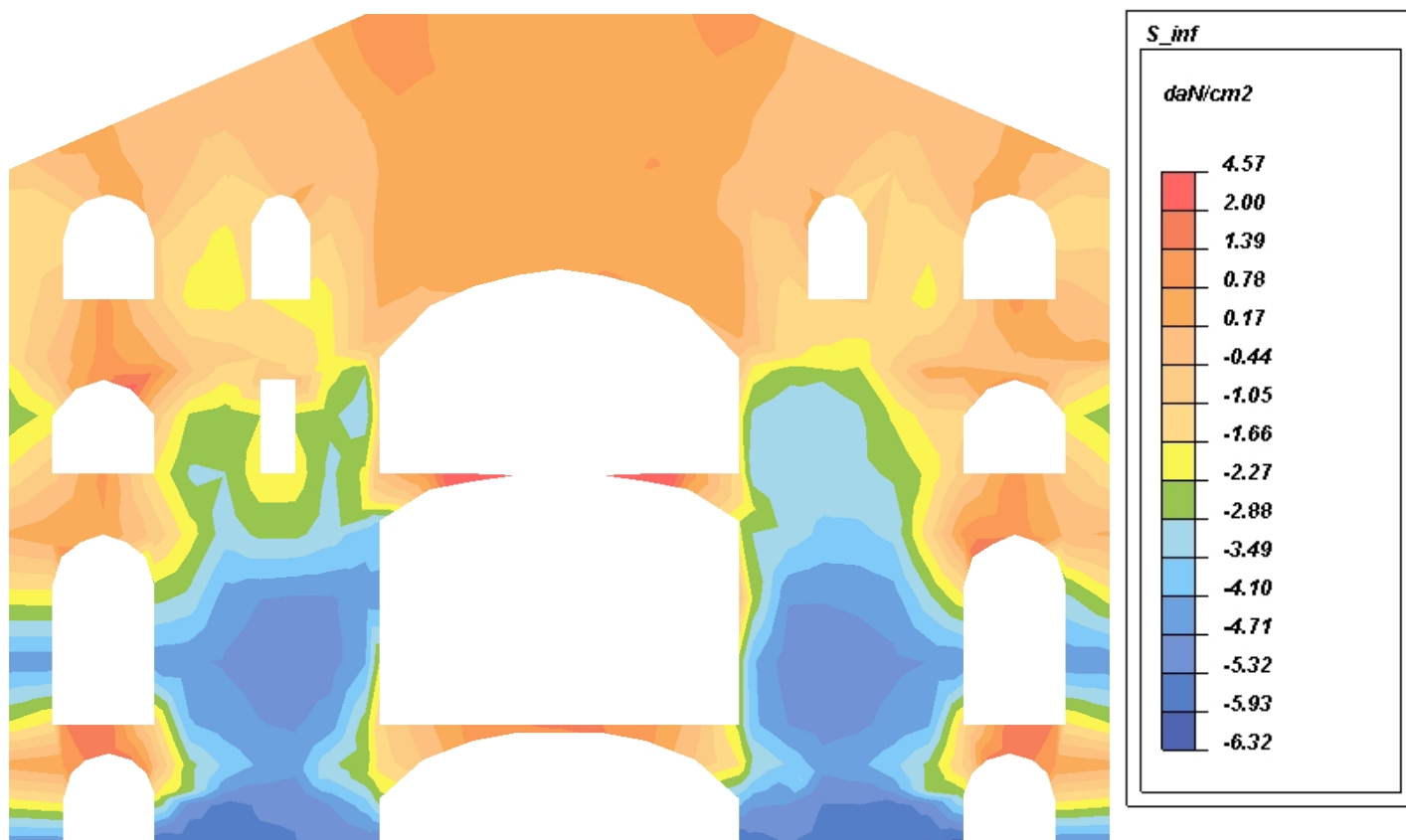


FIG. 41A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

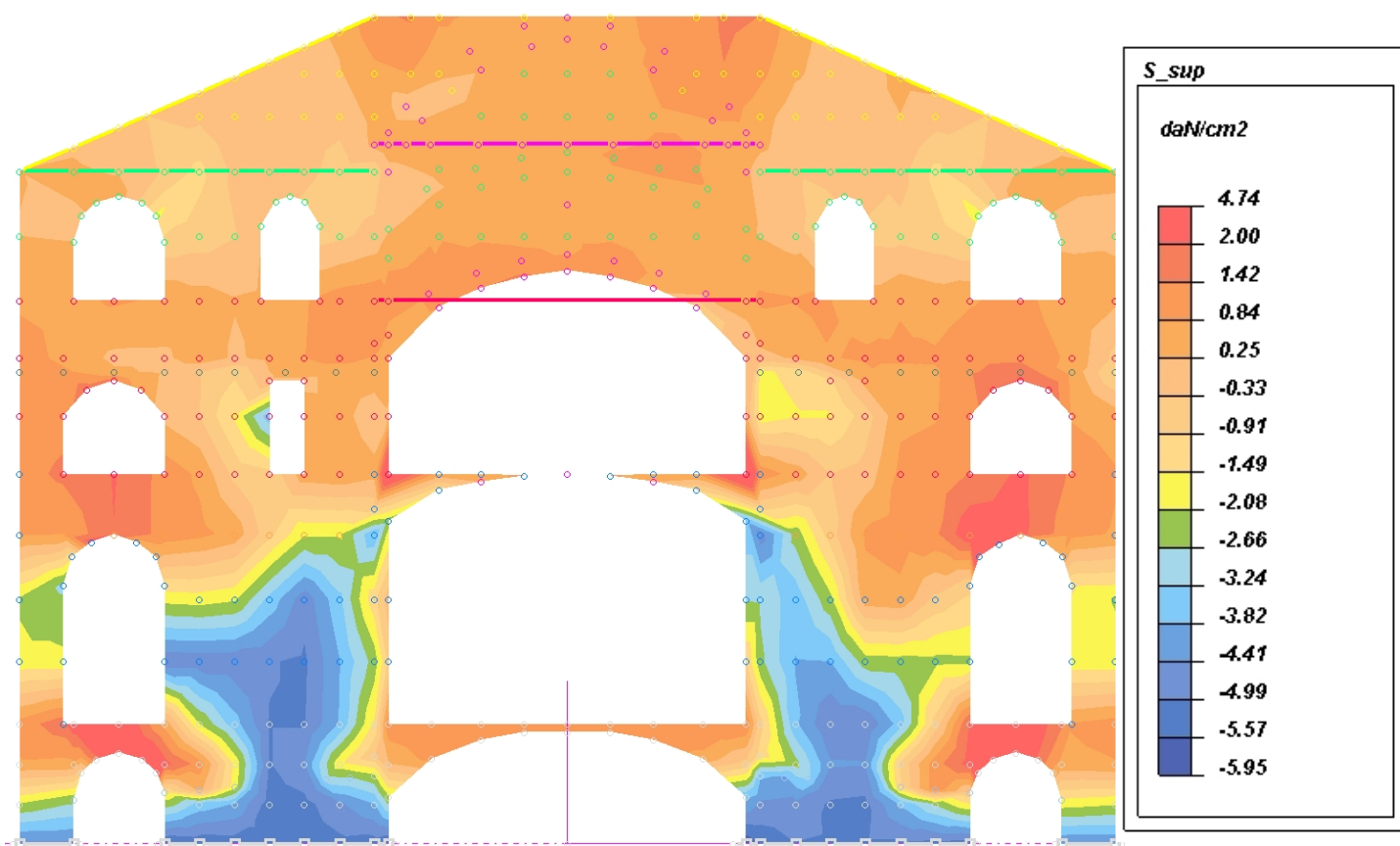
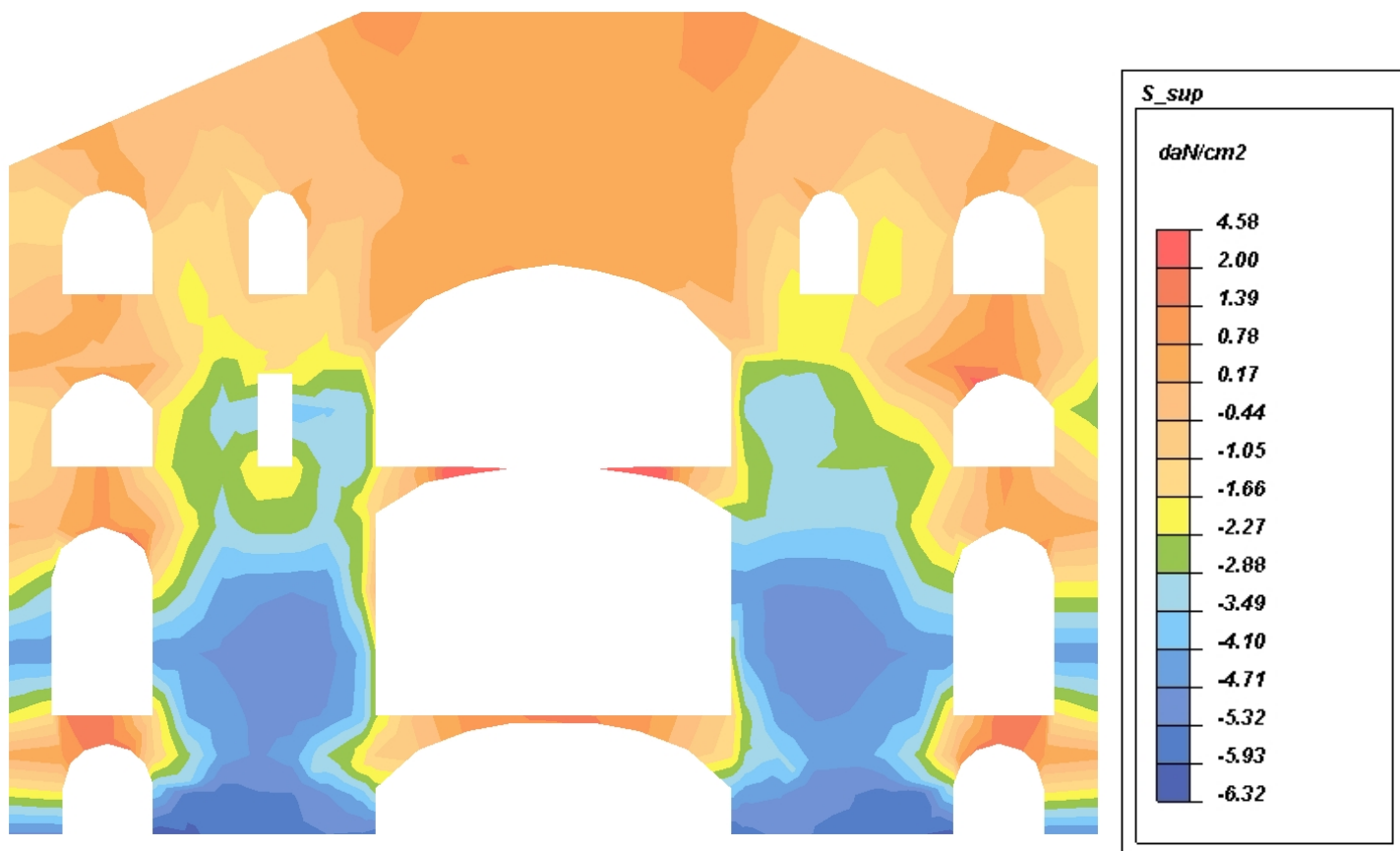


FIG. 41B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|---|--|
| ID. EL. | SETTI R1+R5 (setti radiali, a sinistra del vano scala) |
| CASO | SLU + SISMA X ED Y |
| FIG. 42A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

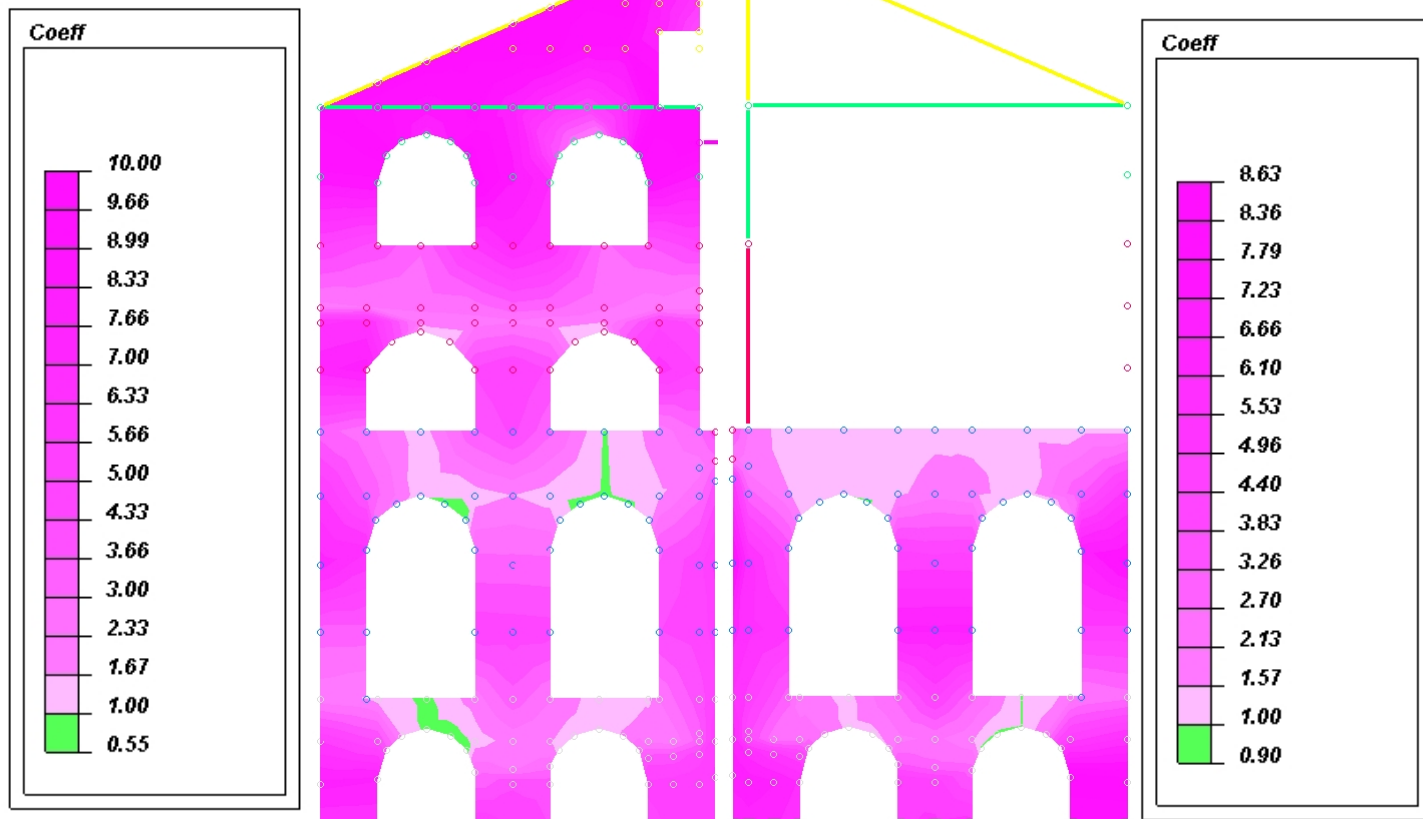


FIG. 42B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

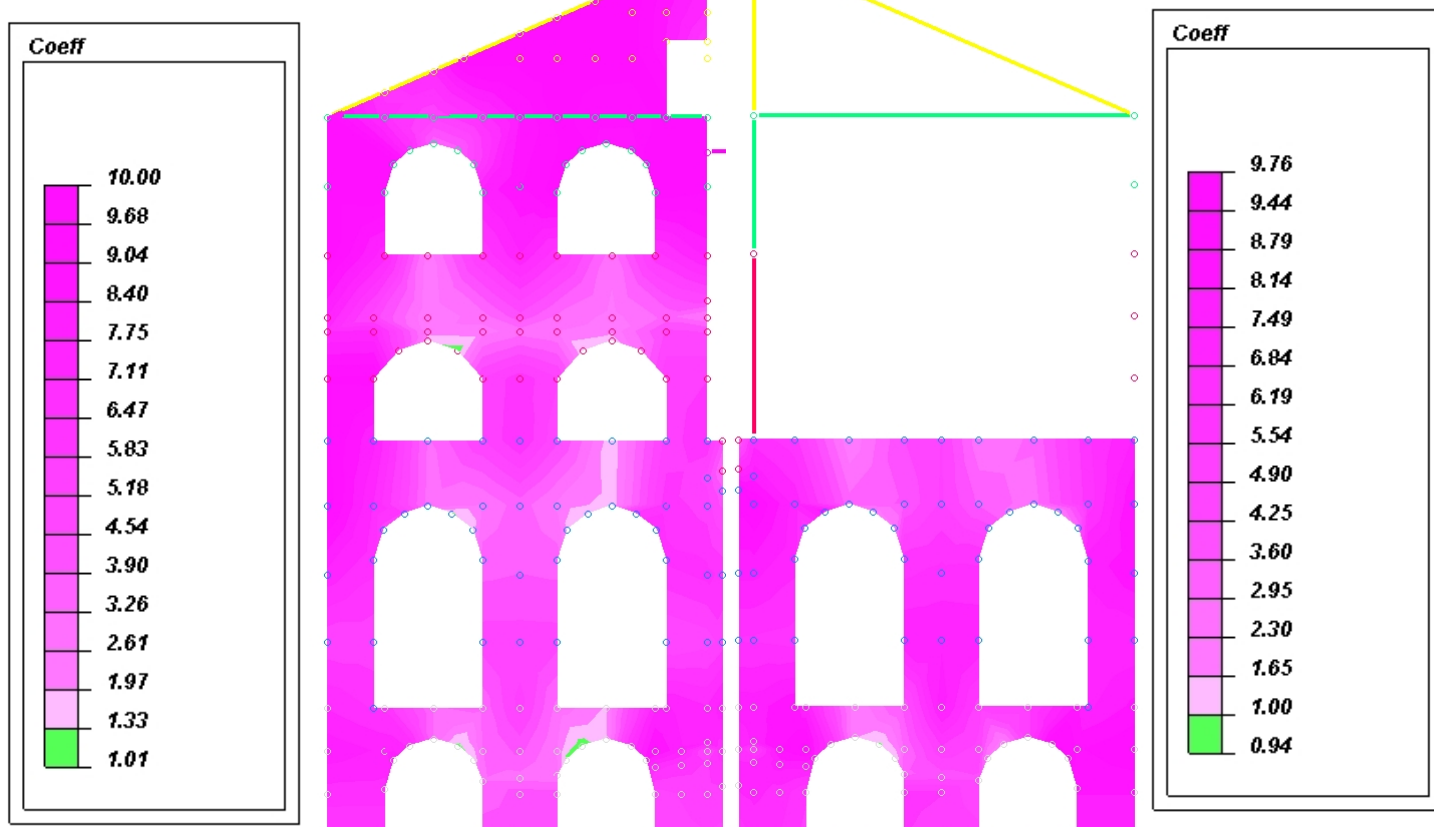


FIG. 43A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

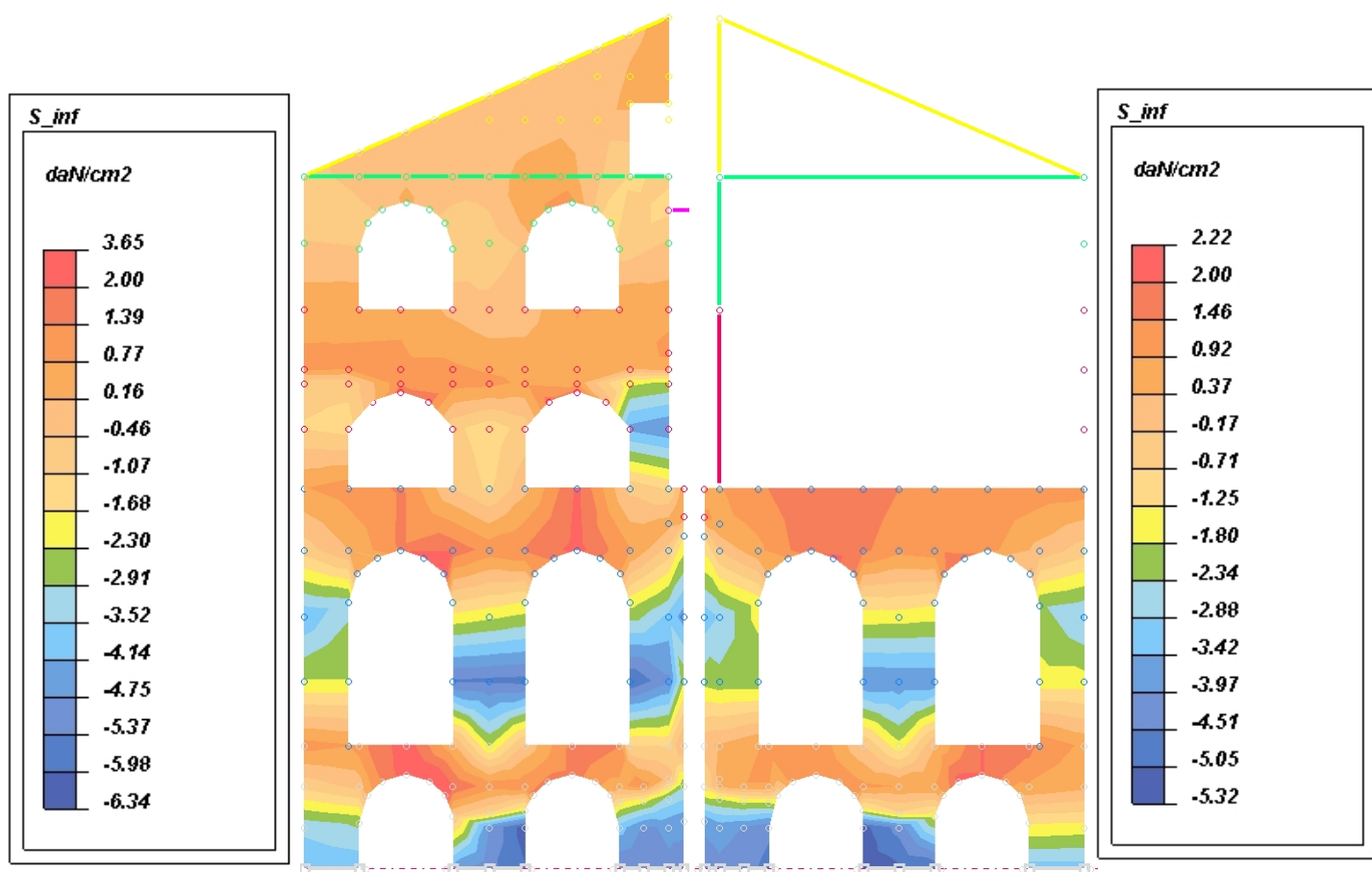


FIG. 43B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

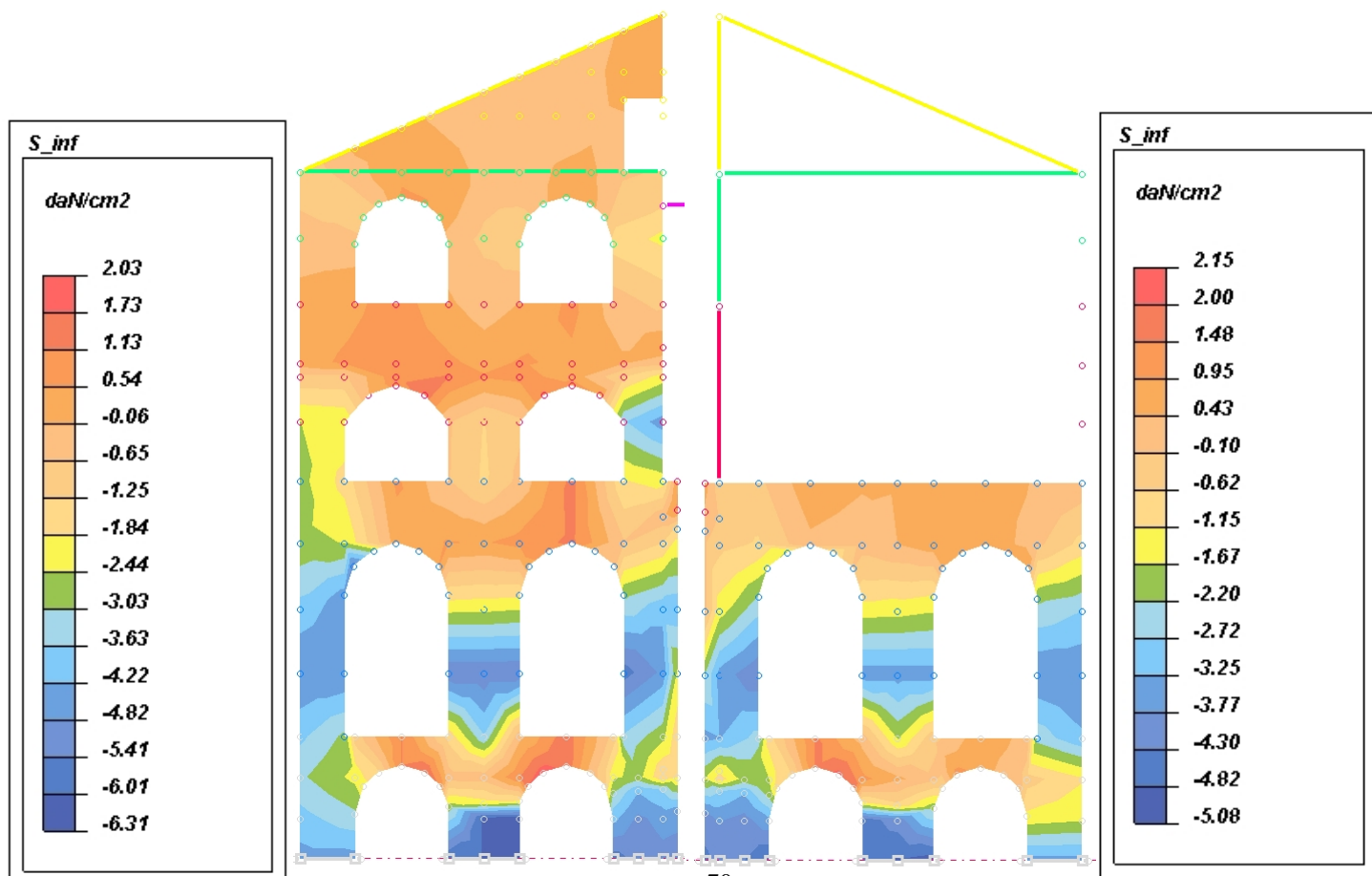


FIG. 44A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

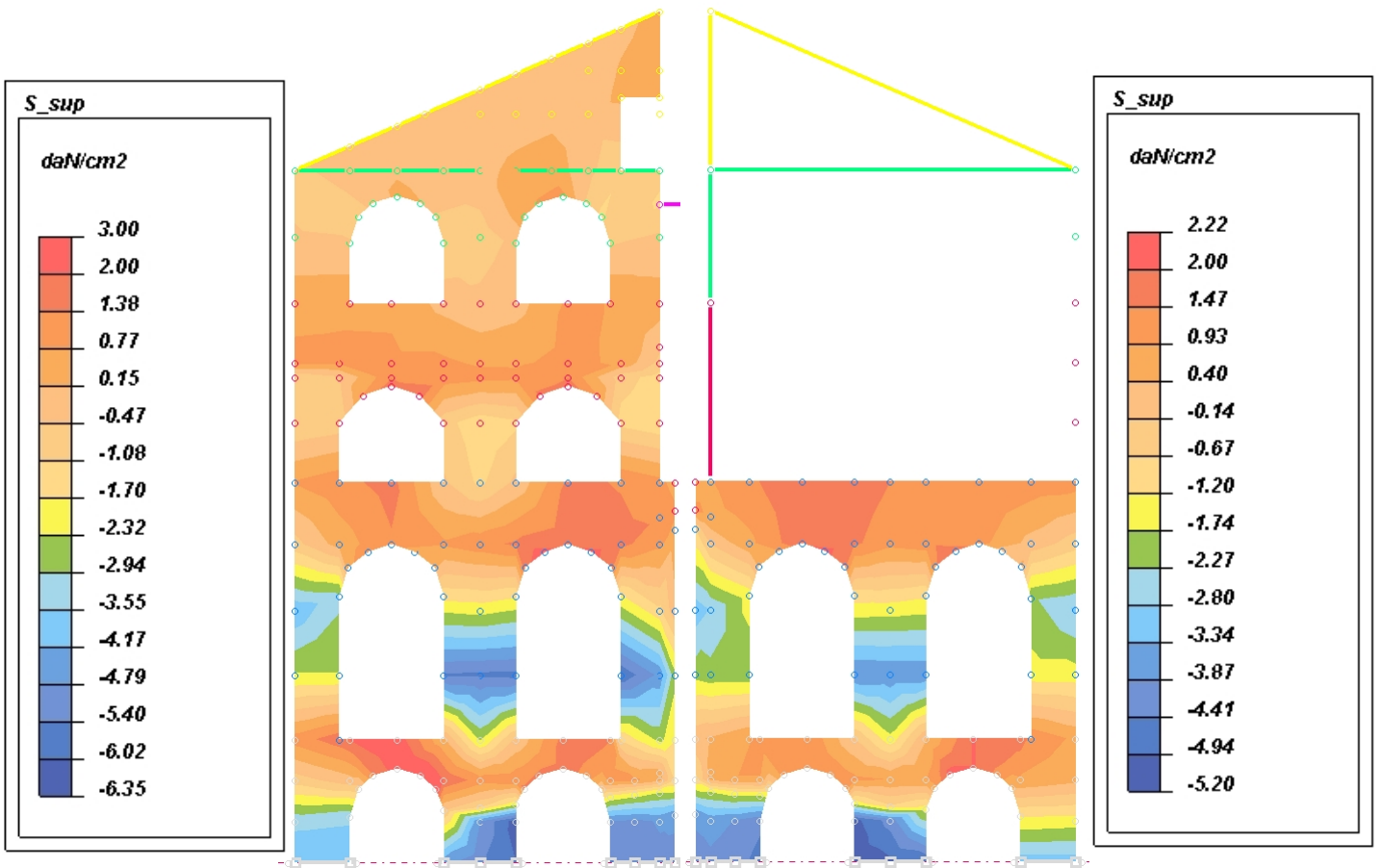
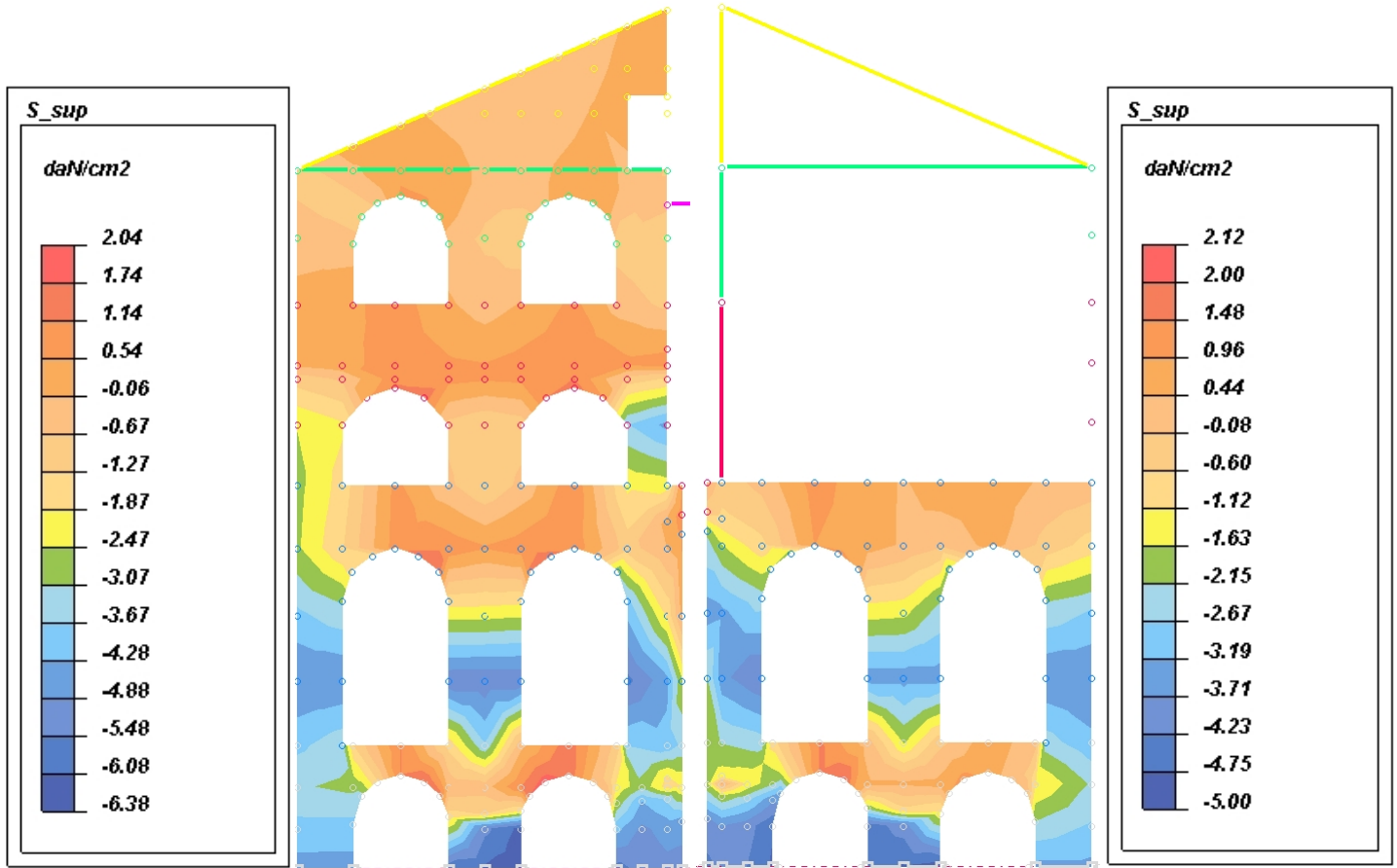


FIG. 44B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|---|--|
| ID. EL. | SETTI R2S+R6 (setti radiali, delimitazione lato sx del vano scala) |
| CASO | SLU + SISMA X ED Y |
| FIG. 45A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

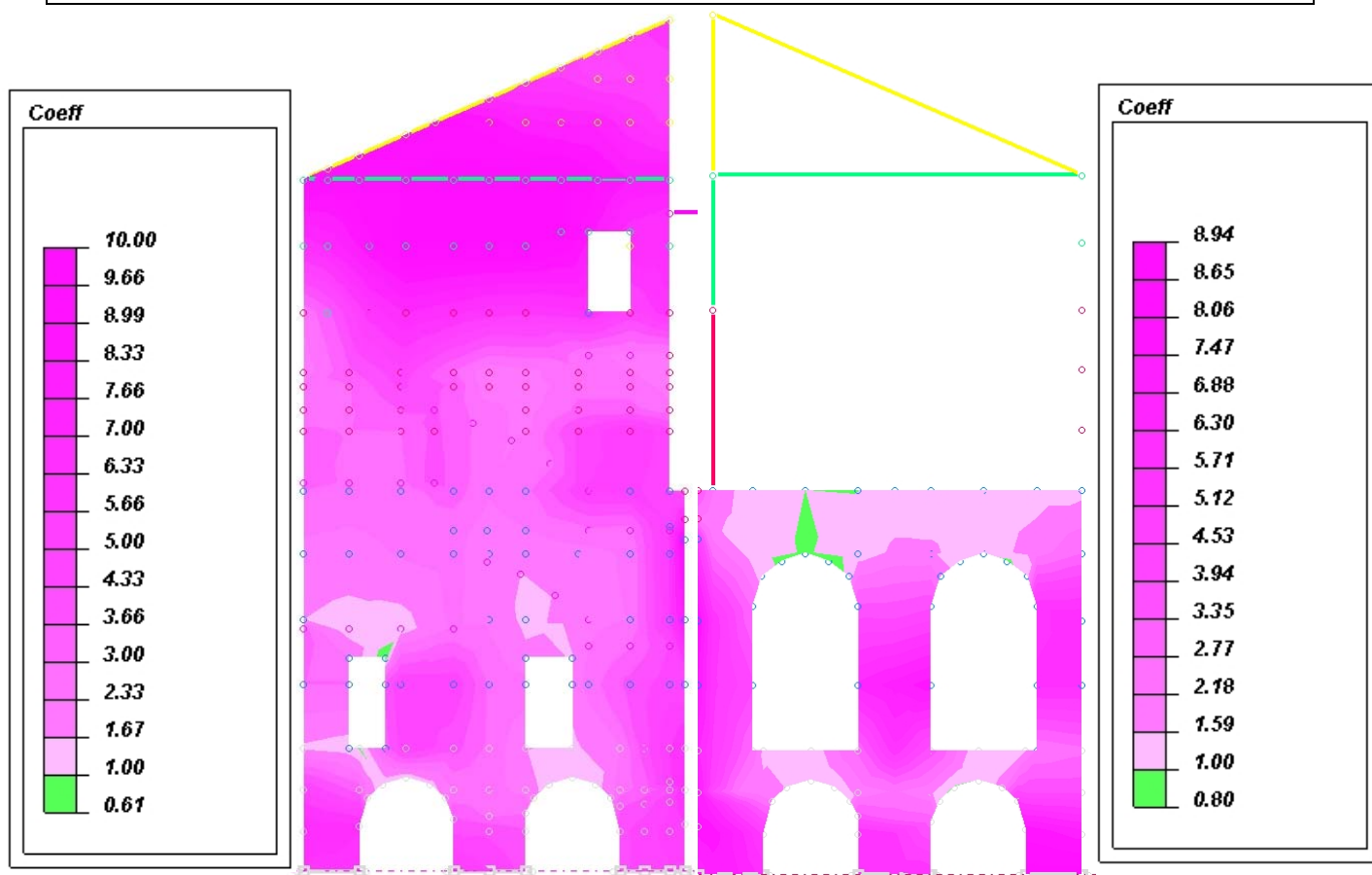


FIG. 45B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

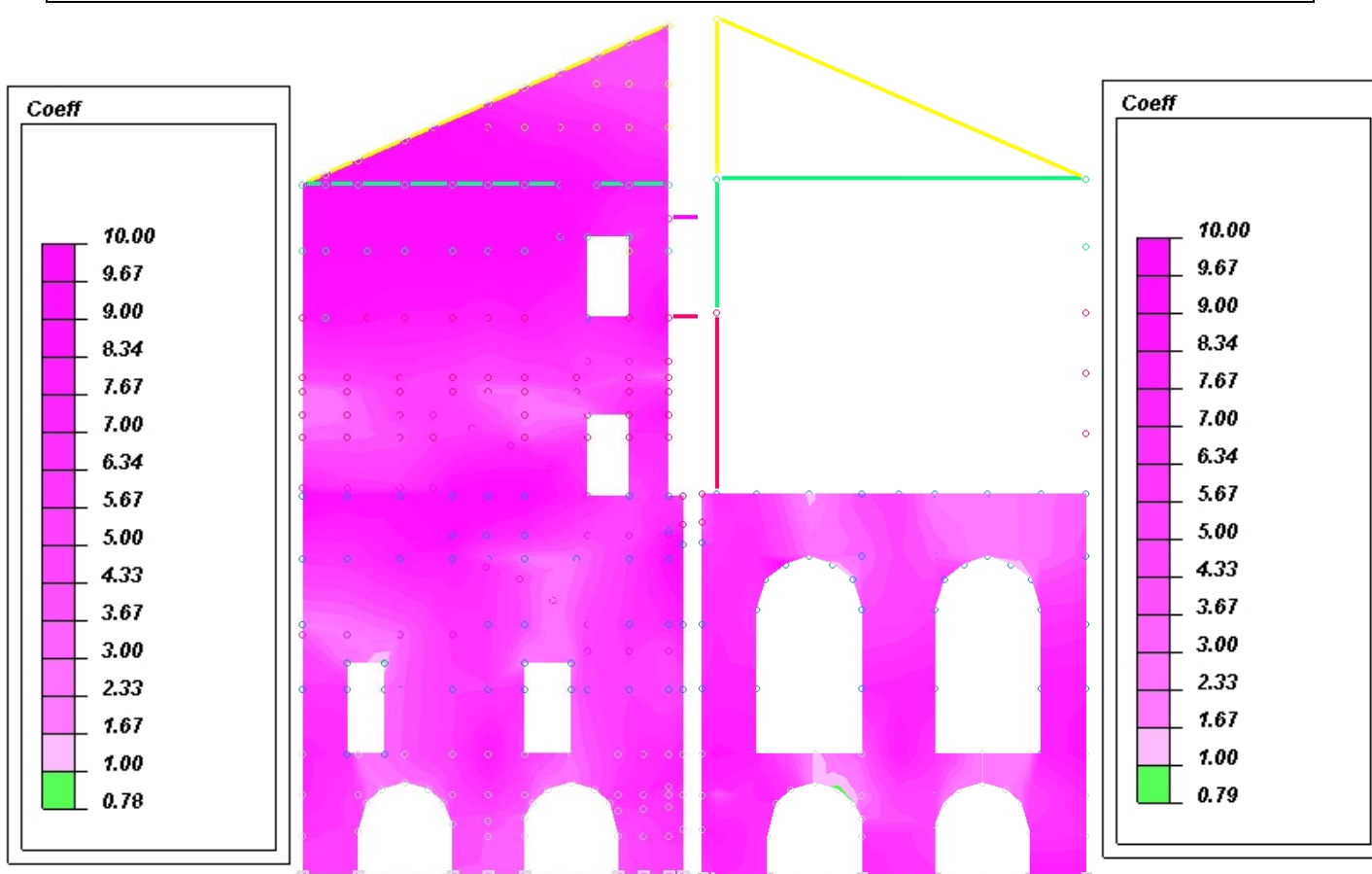


FIG. 46A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

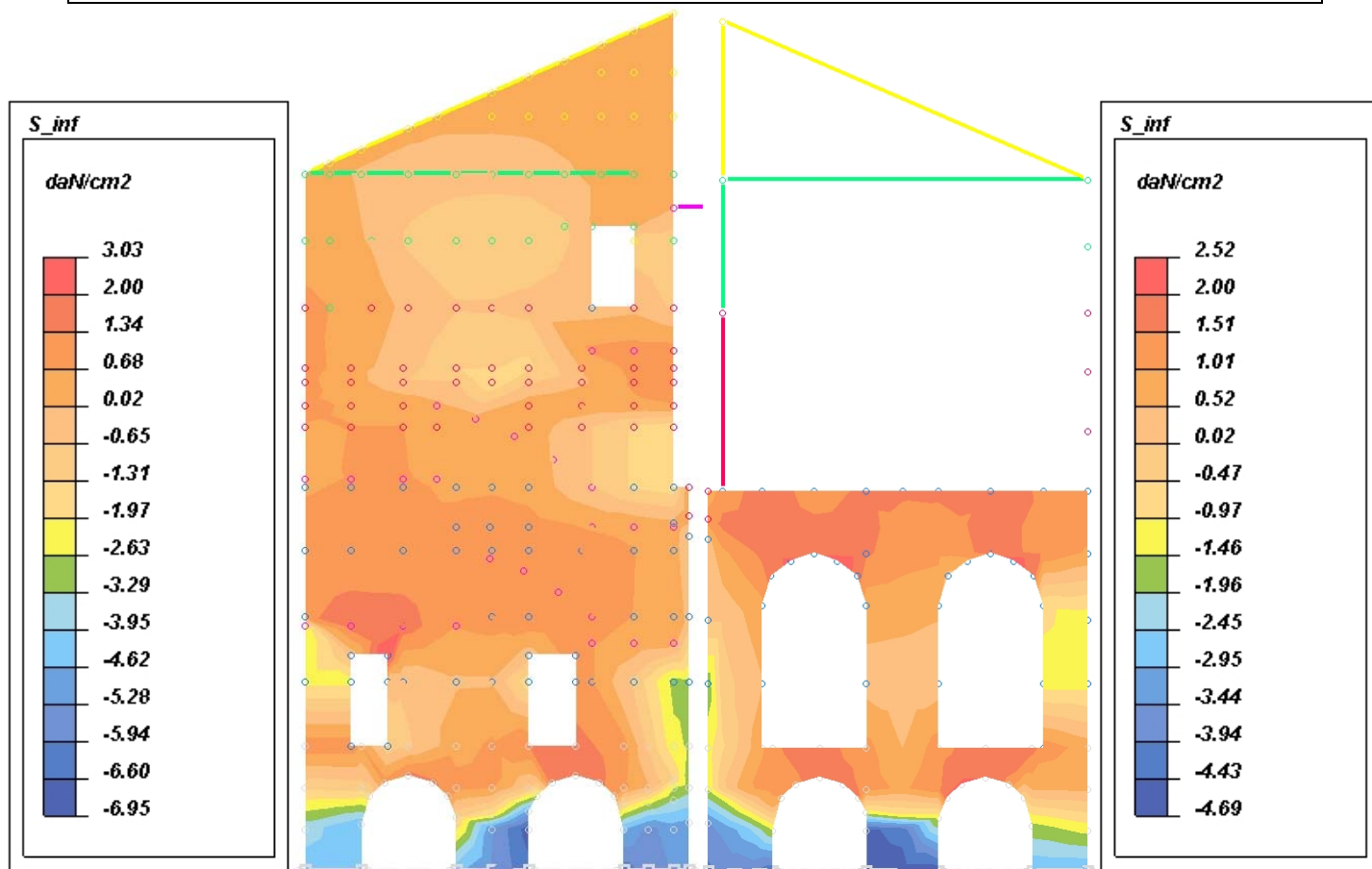


FIG. 46B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

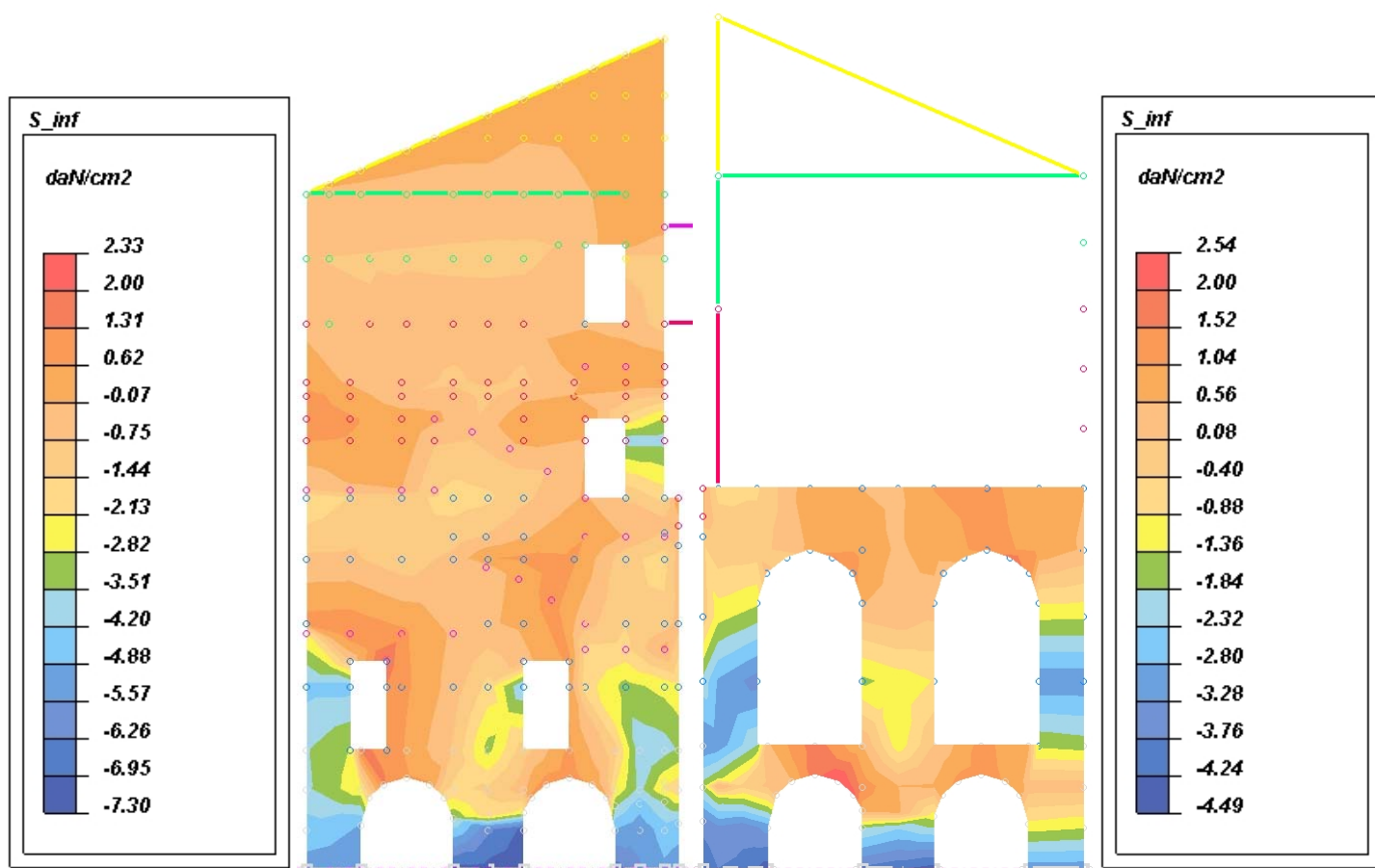


FIG. 47A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

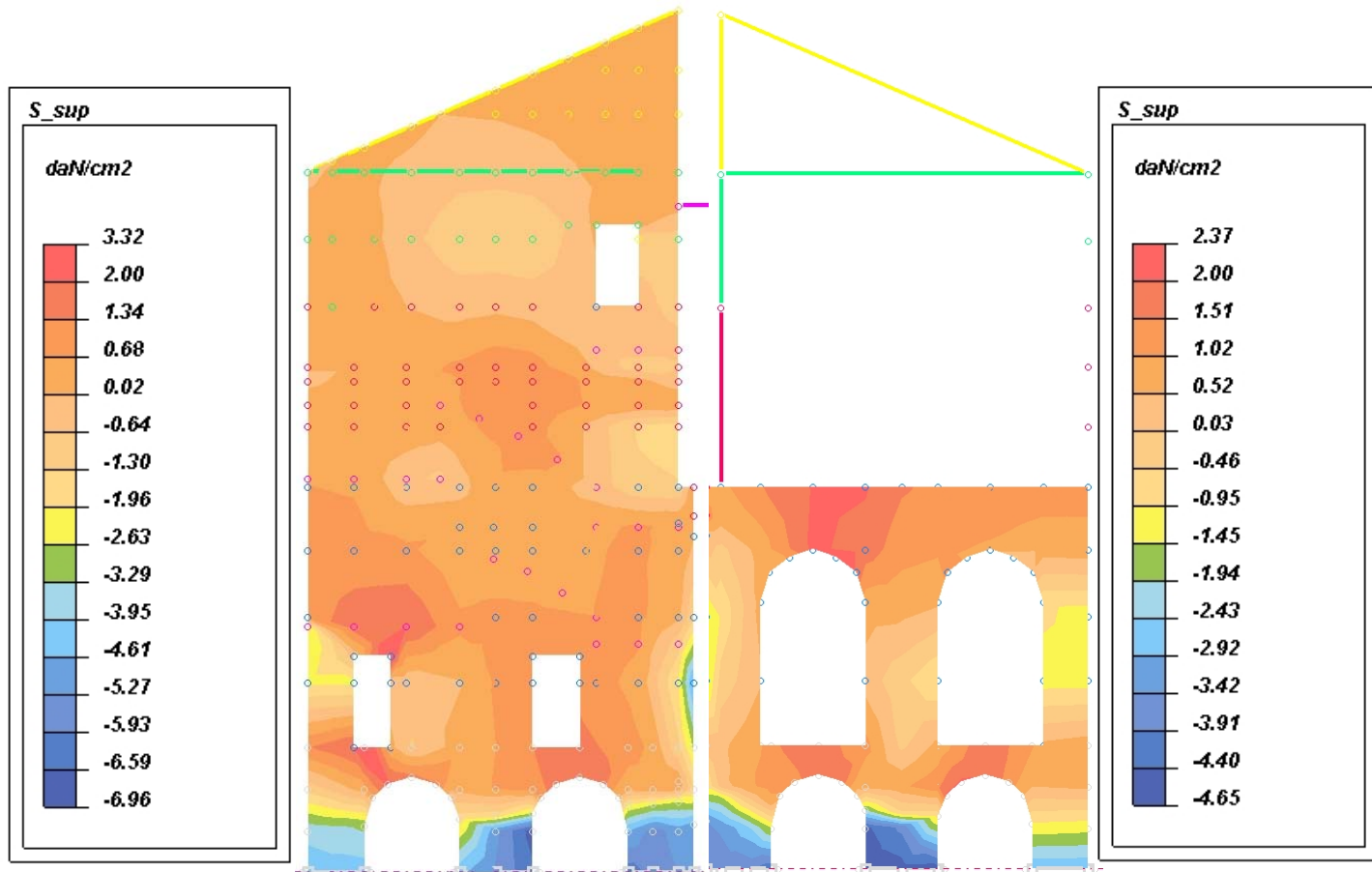
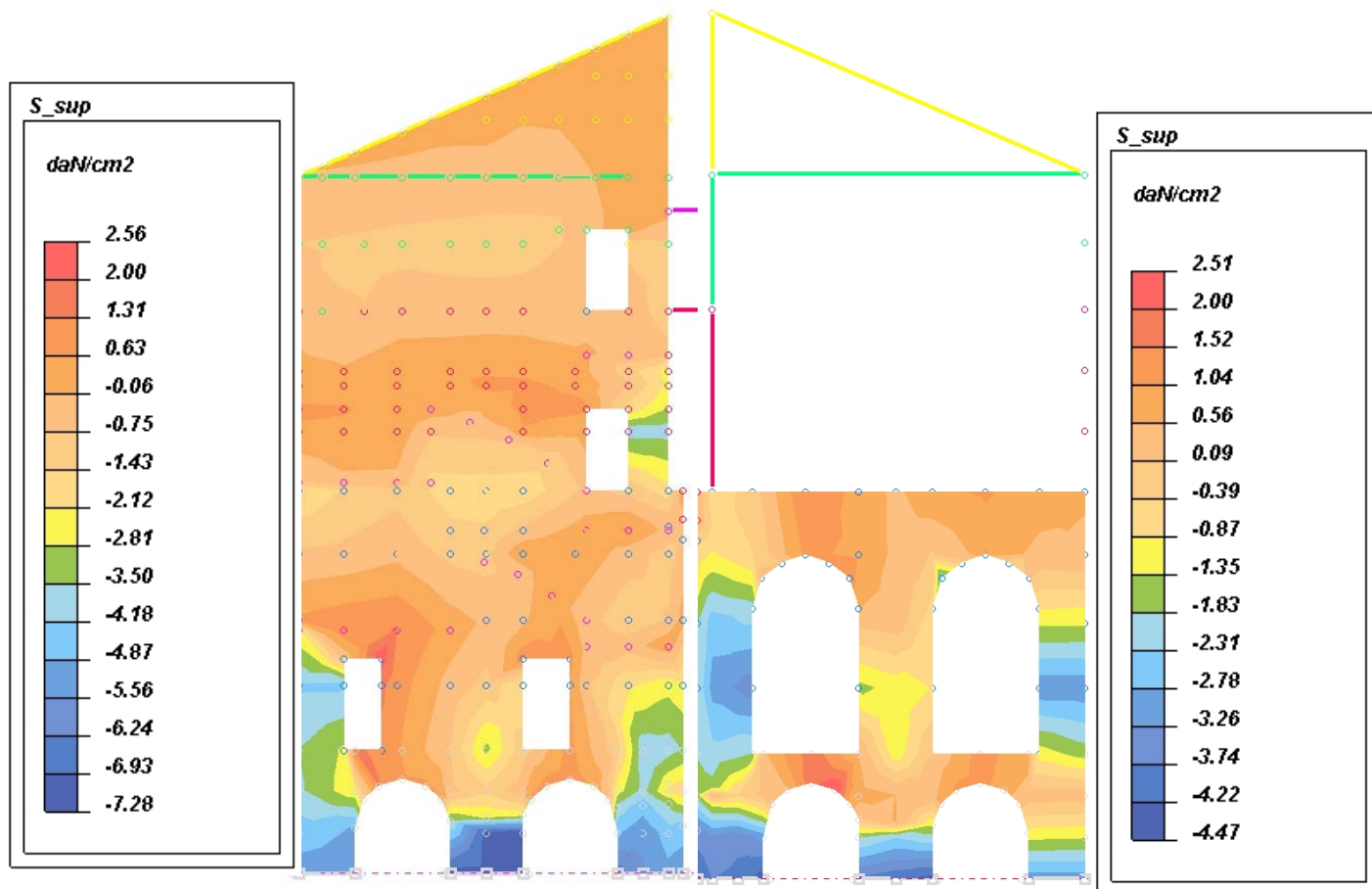


FIG. 47B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|---|--|
| ID. EL. | SETTI R3S+R7 (setti radiali, delimitazione lato dx del vano scala) |
| CASO | SLU + SISMA X ED Y |
| FIG. 48A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

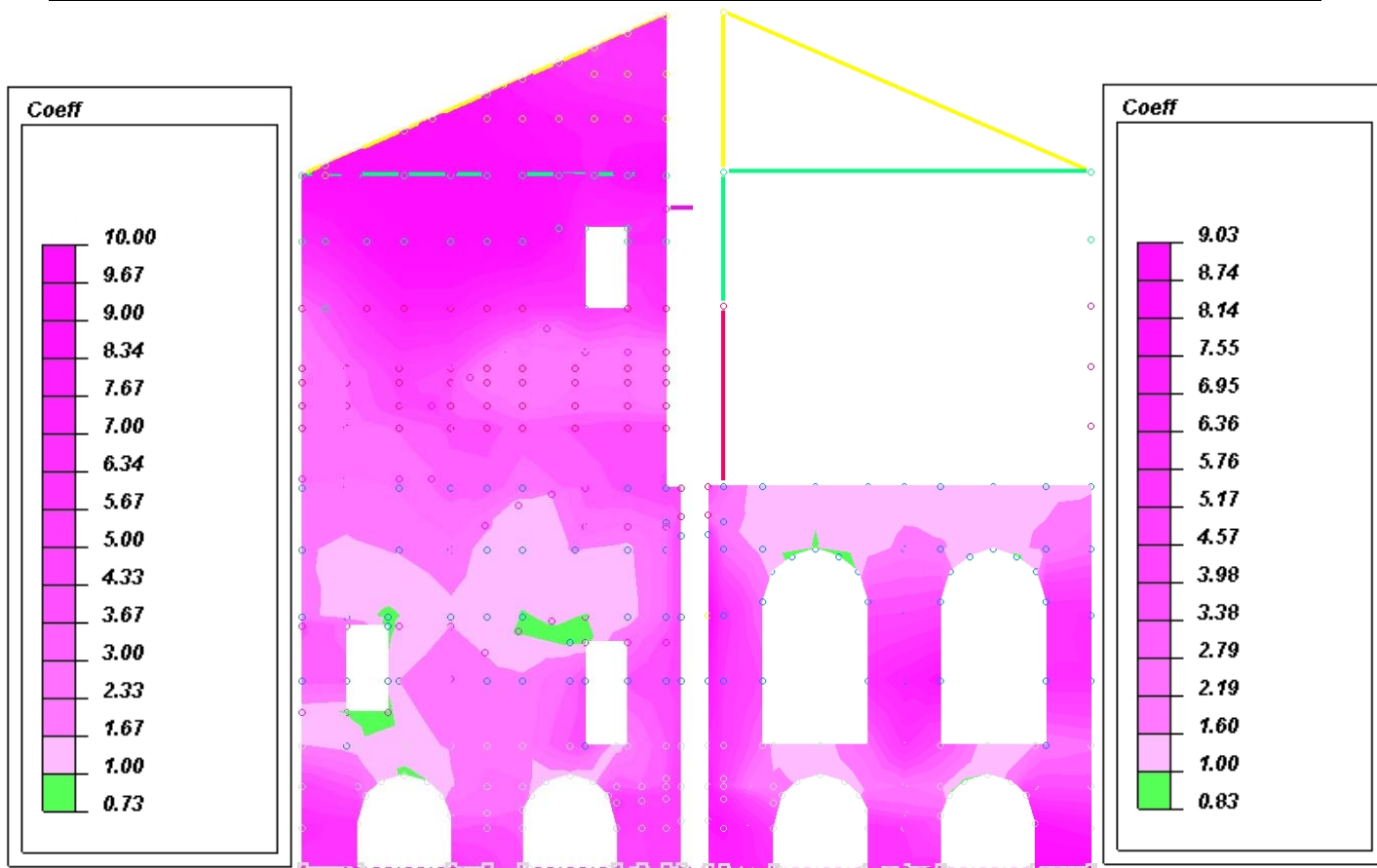


FIG. 48B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

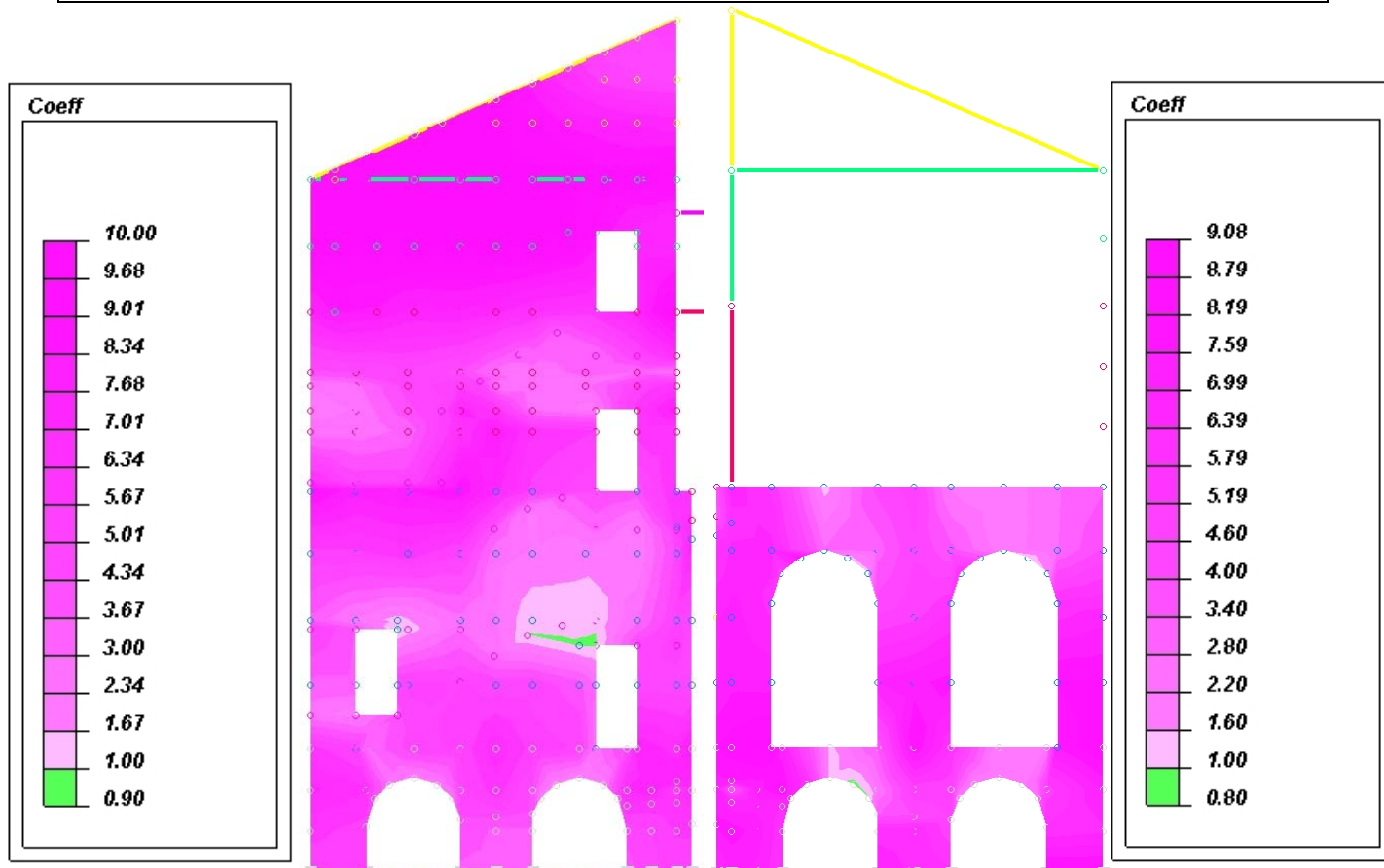


FIG. 49A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

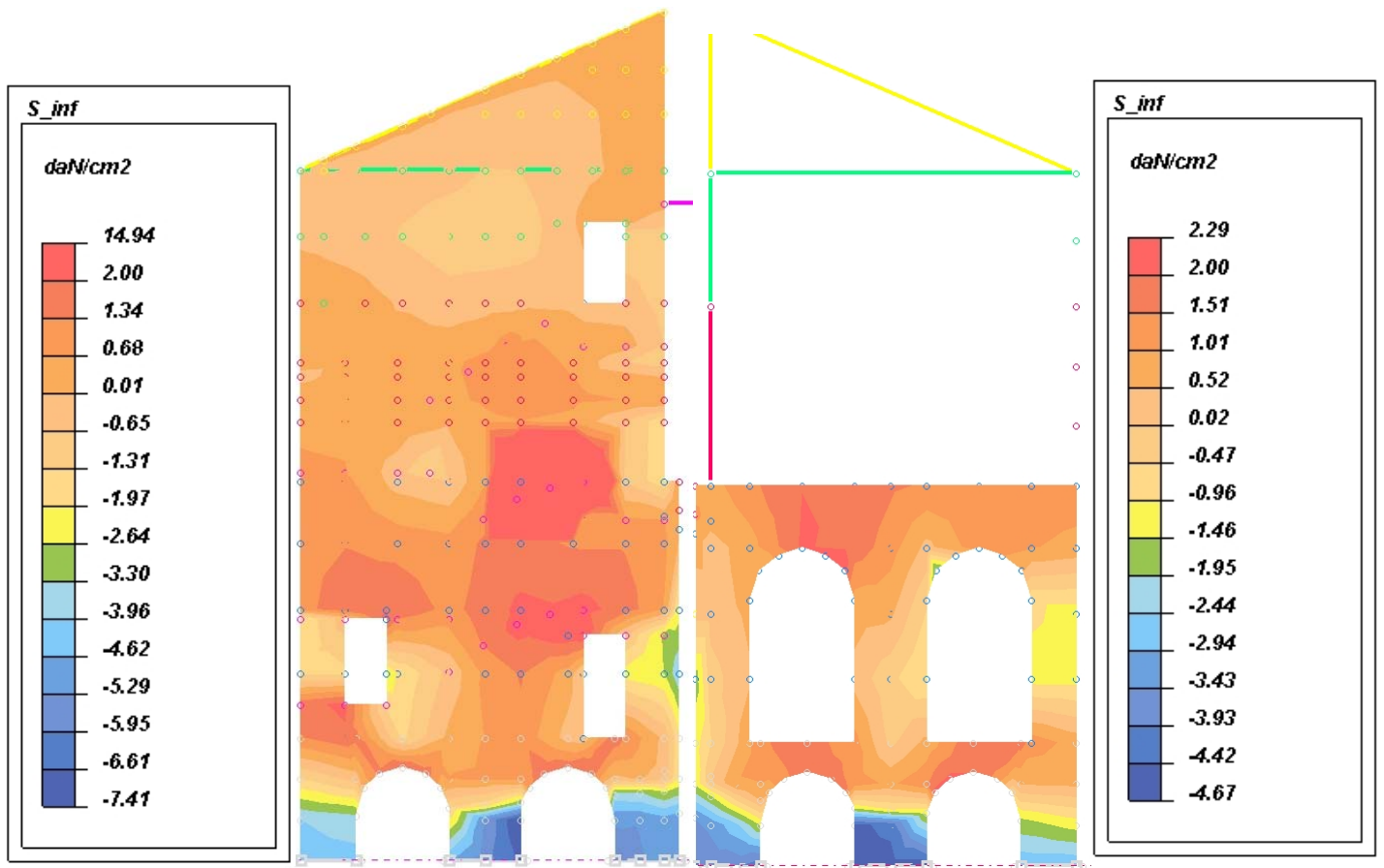


FIG. 49B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

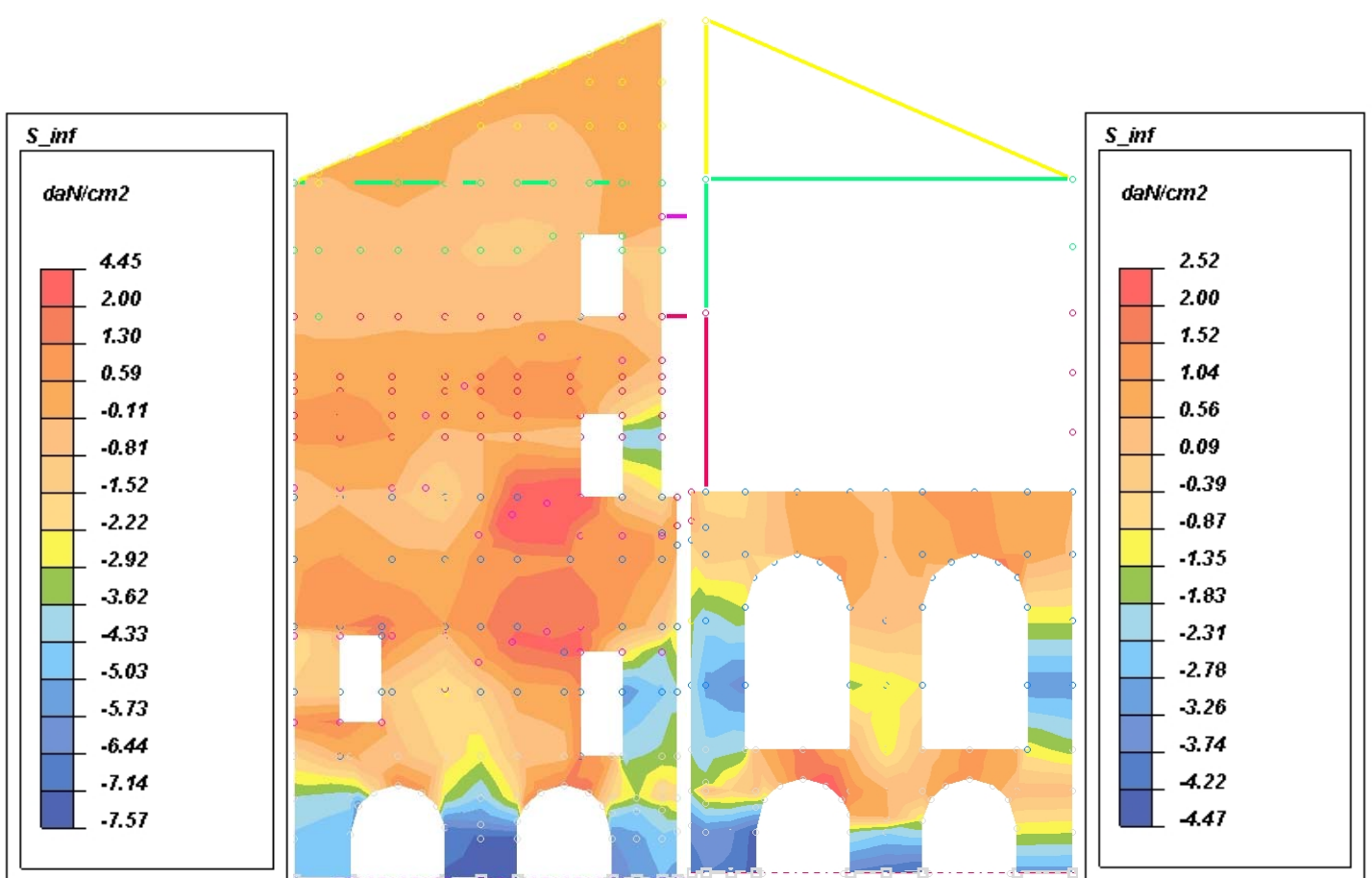


FIG. 50A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

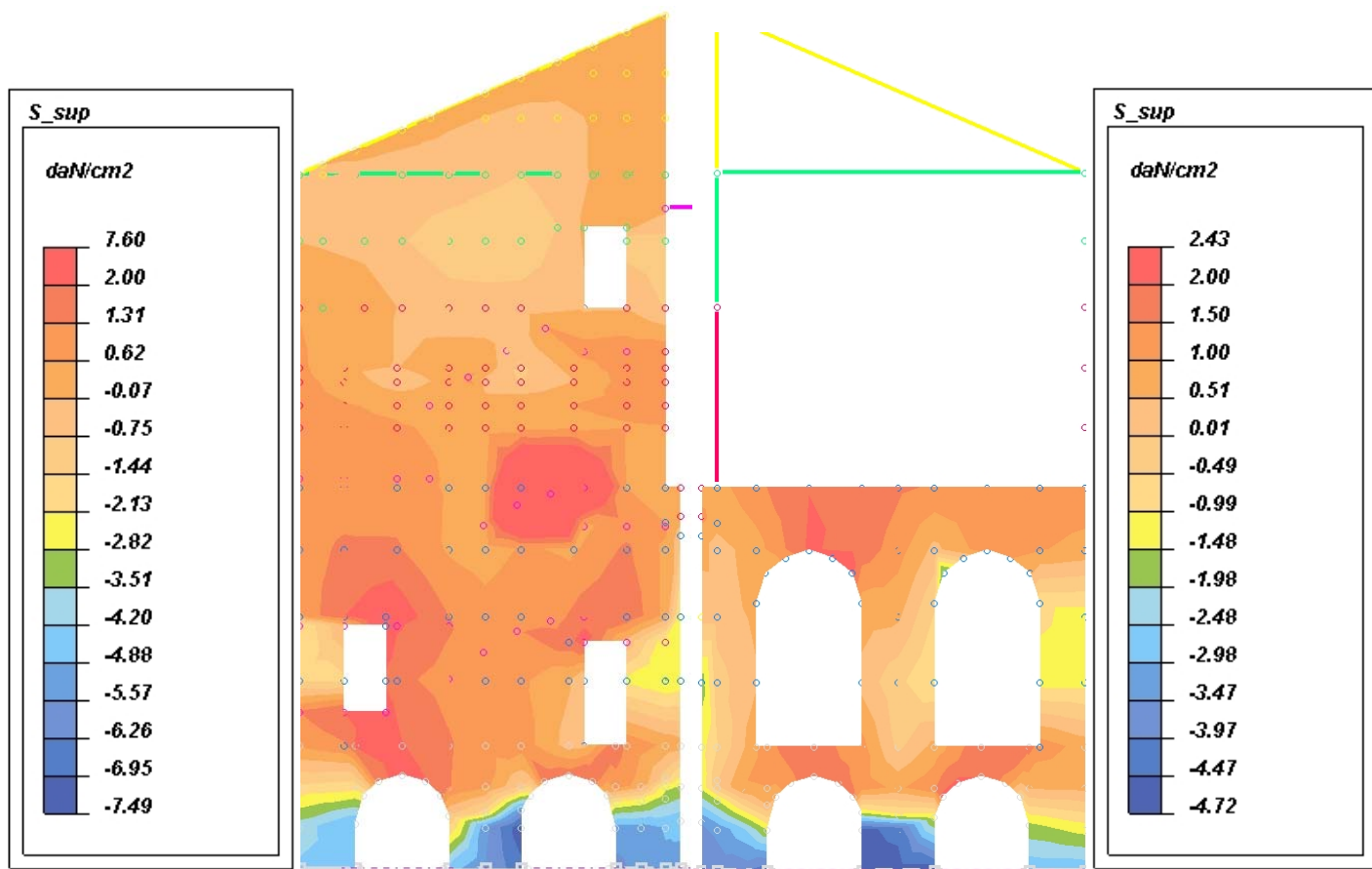
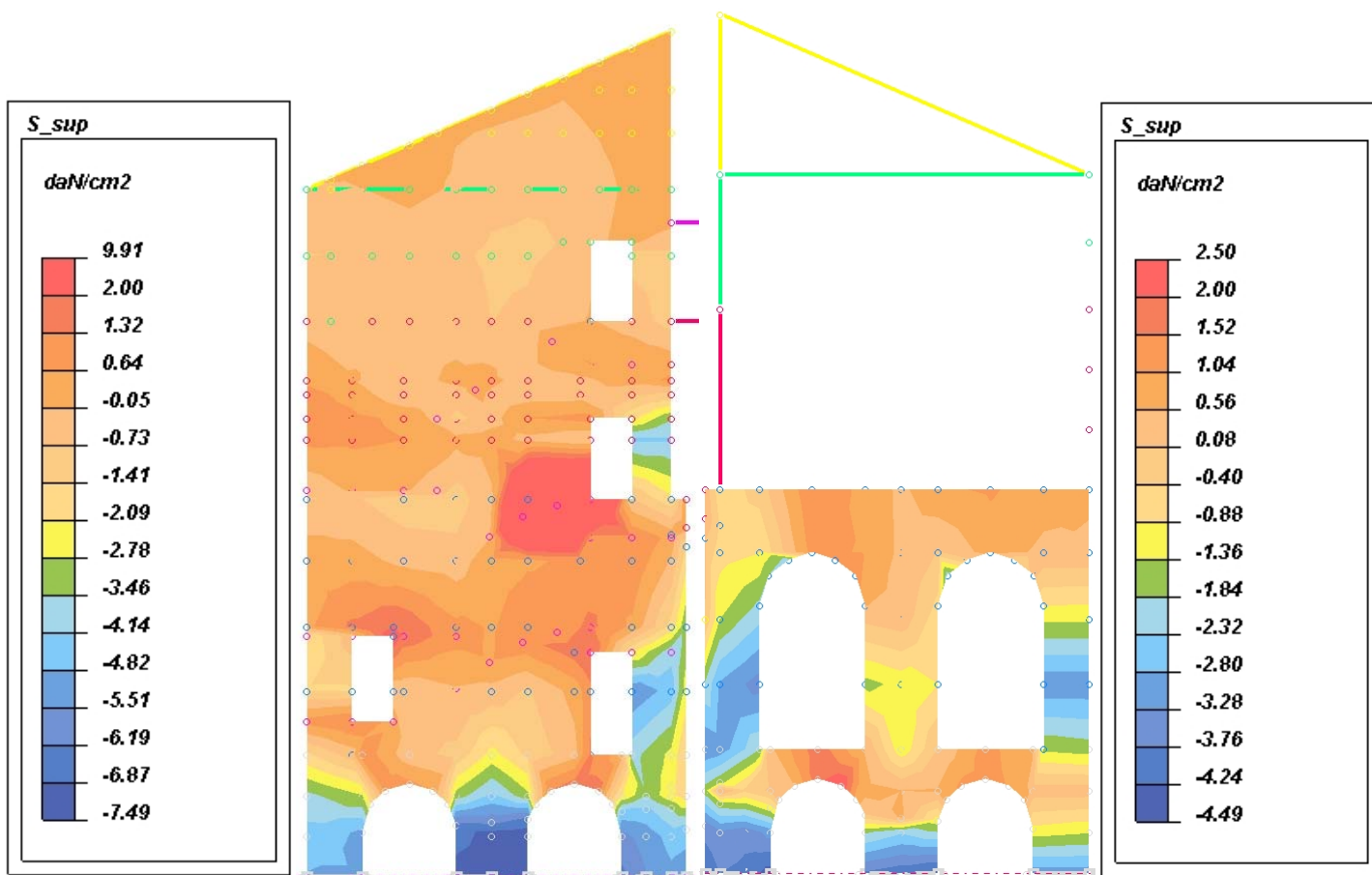


FIG. 50B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|--|--|
| ID. EL. | SETTI R4+R8 (setti radiali, a destra del vano scala) |
| CASO | SLU + SISMA X ED Y |
| FIG. 51A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

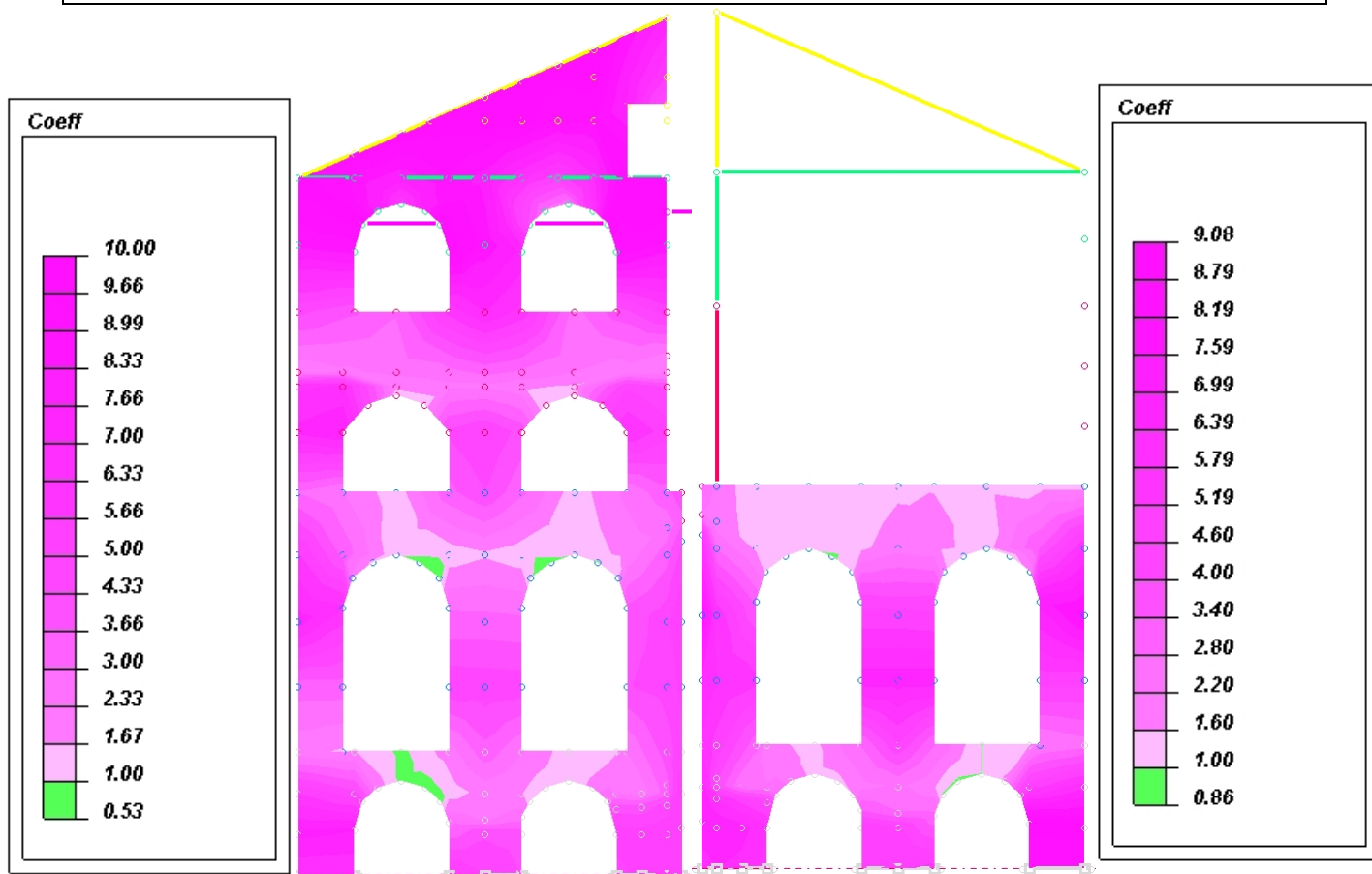


FIG. 51B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

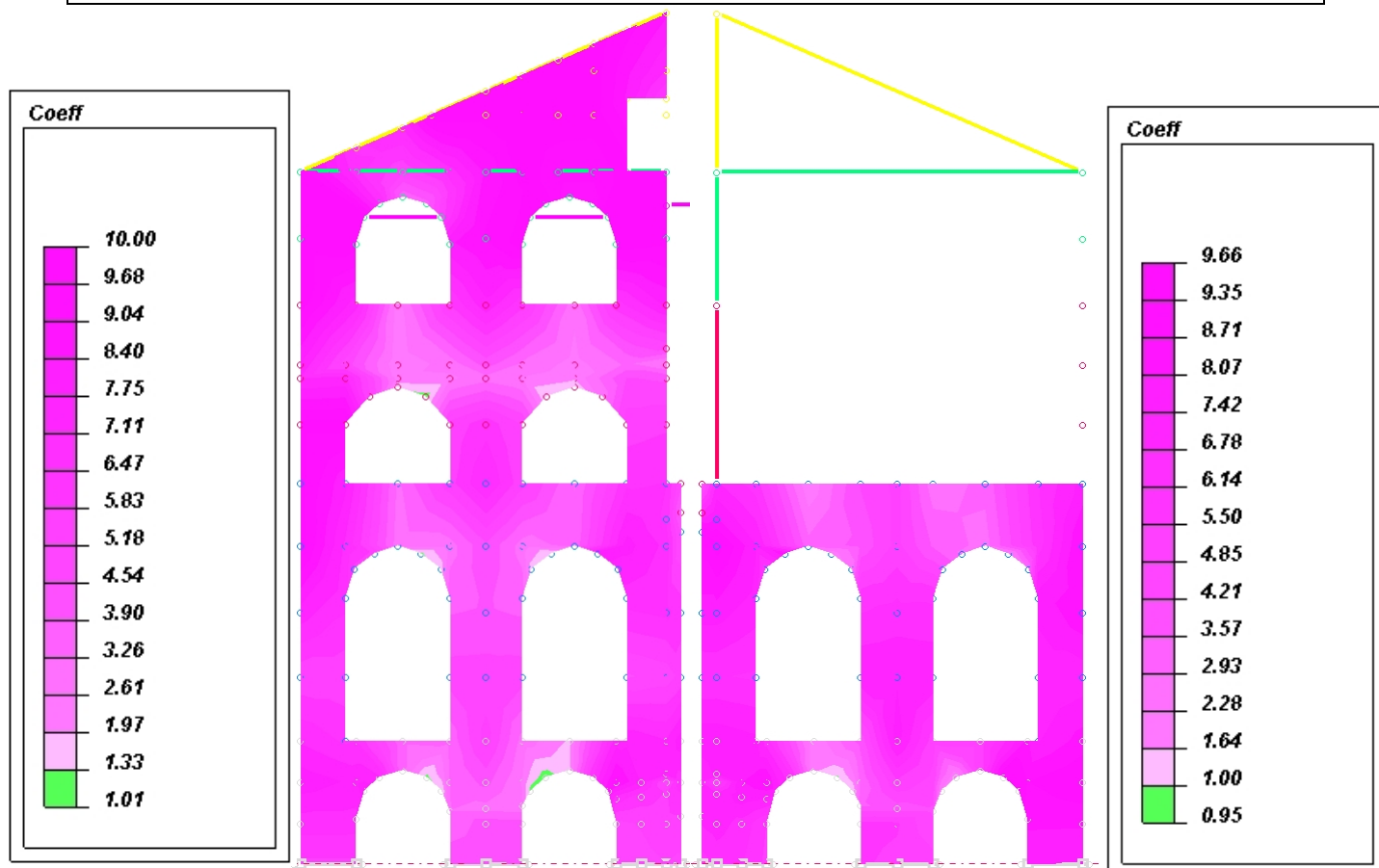


FIG. 52A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

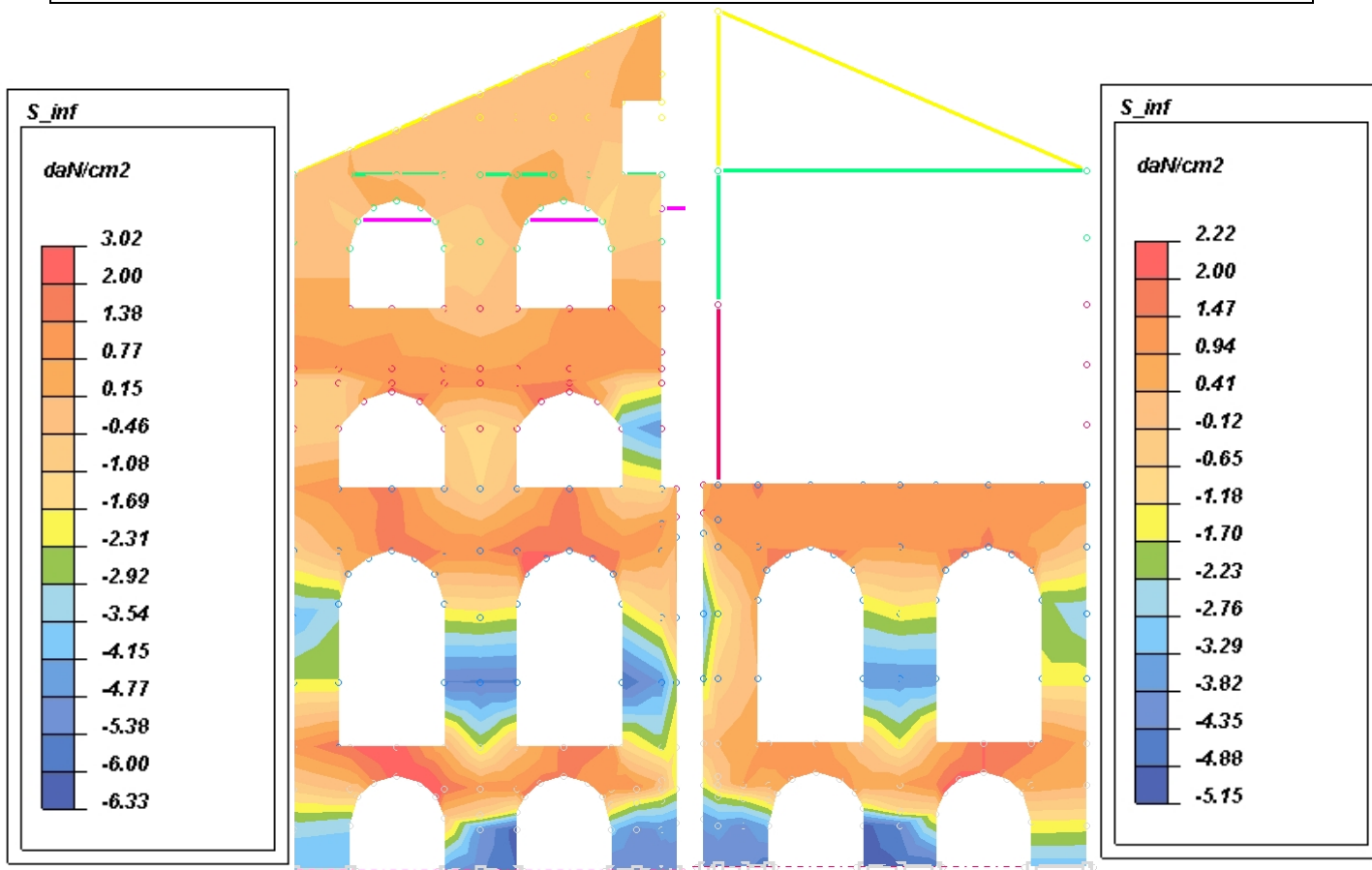


FIG. 52B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

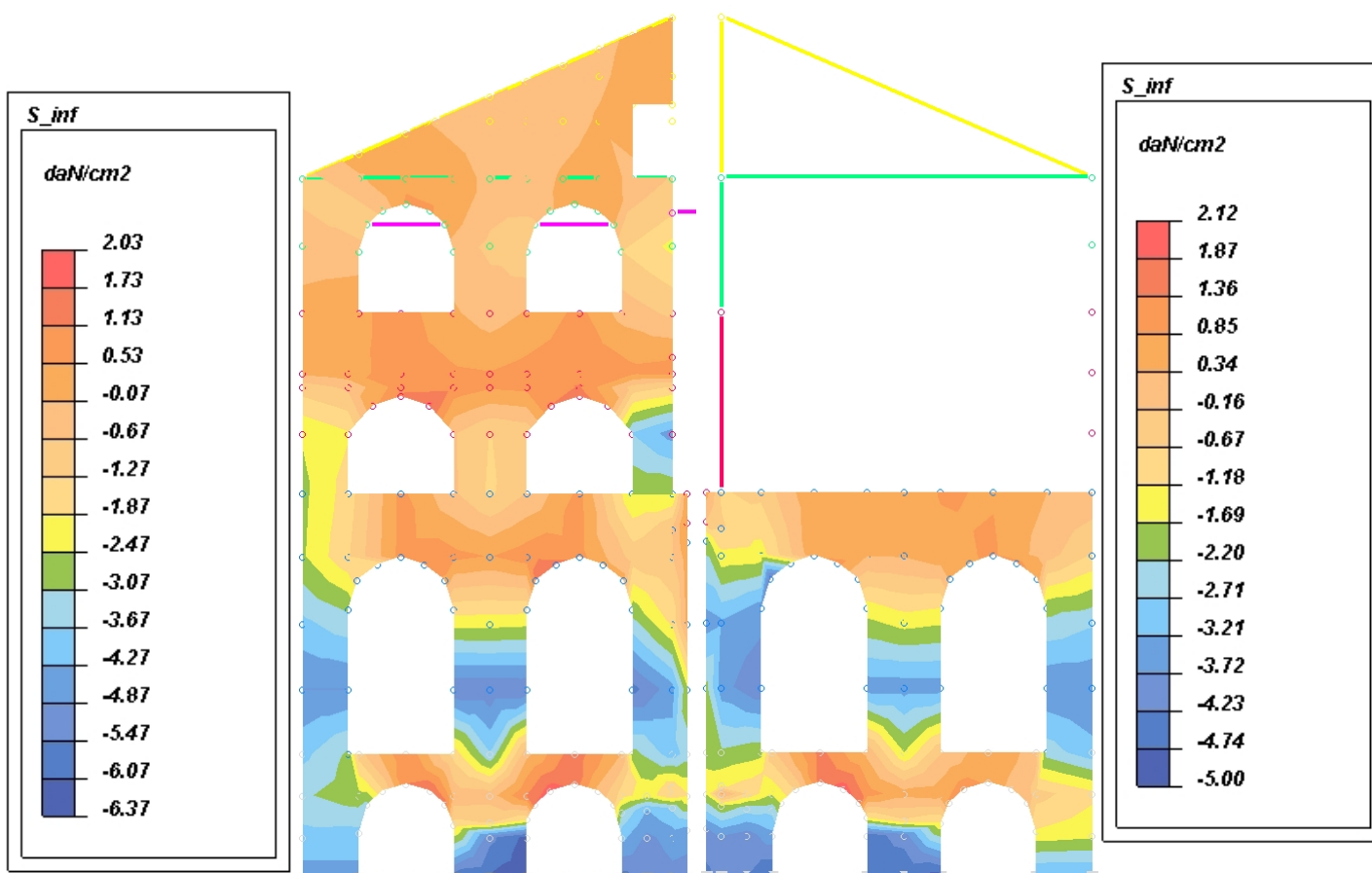


FIG. 53A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

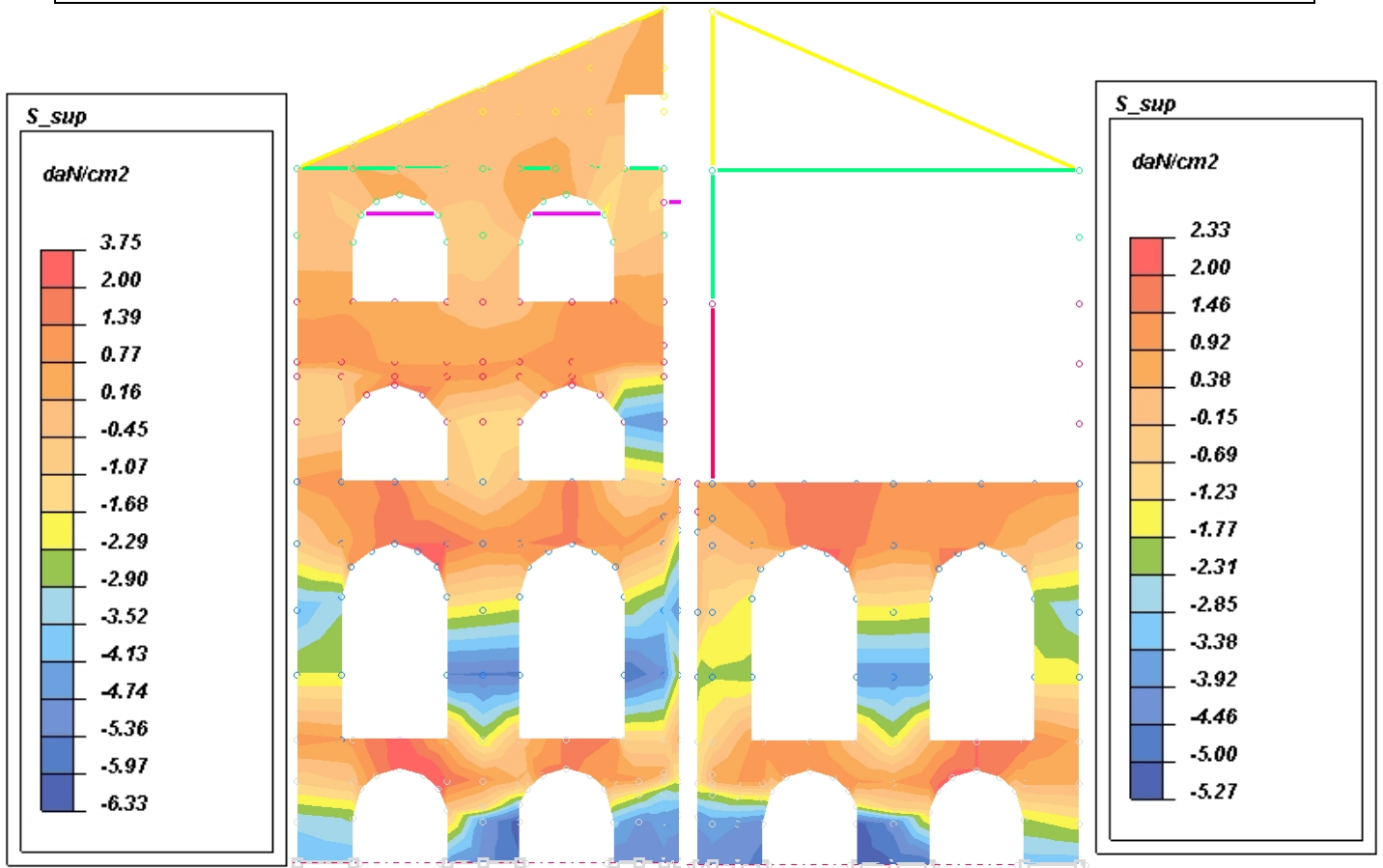
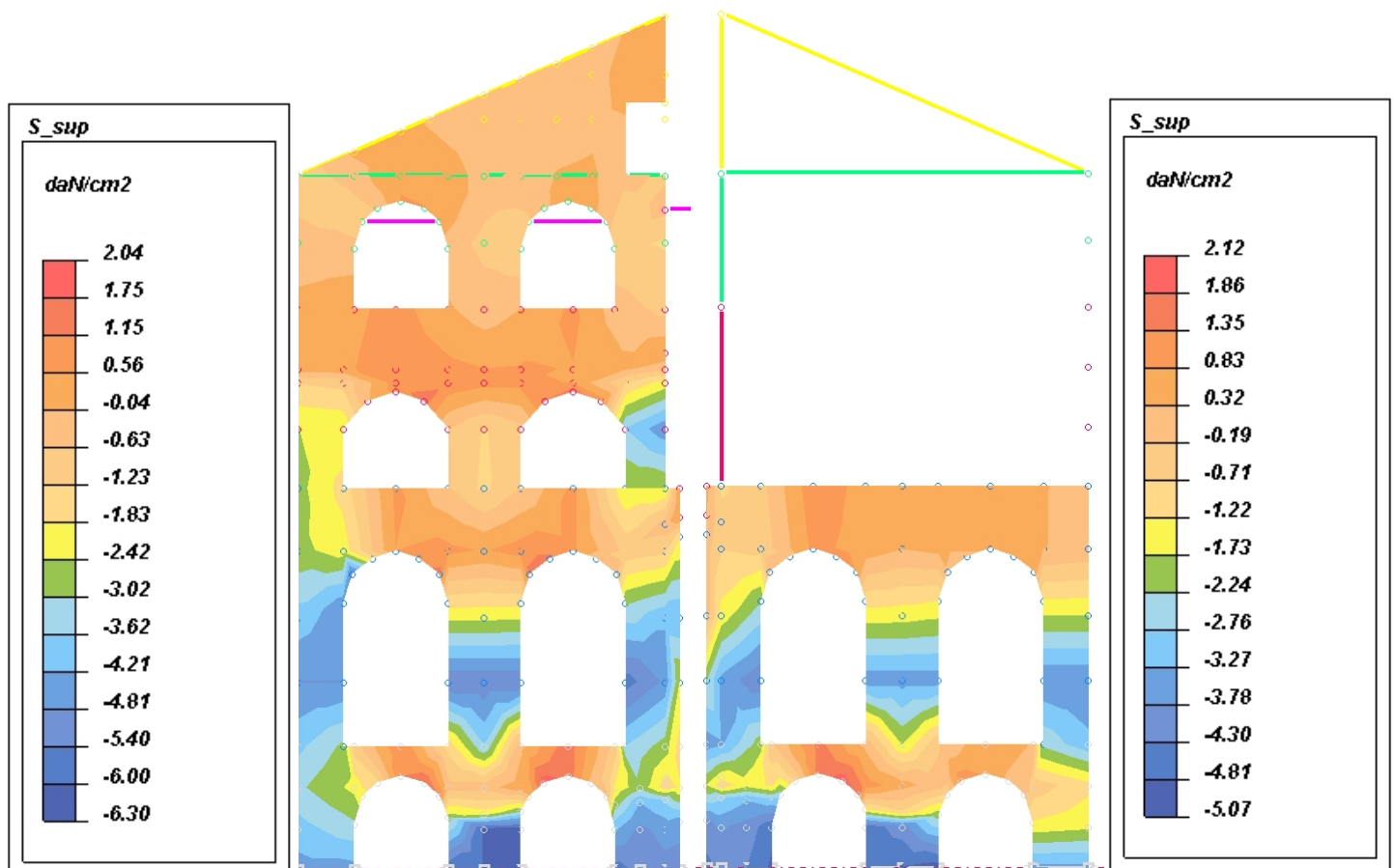


FIG. 53B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



| | |
|--|---|
| ID. EL. | ARCONI 1 (arco centrale volta atrio PT) |
| CASO | SLU + SISMA X ED Y |
| FIG. 54A - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |

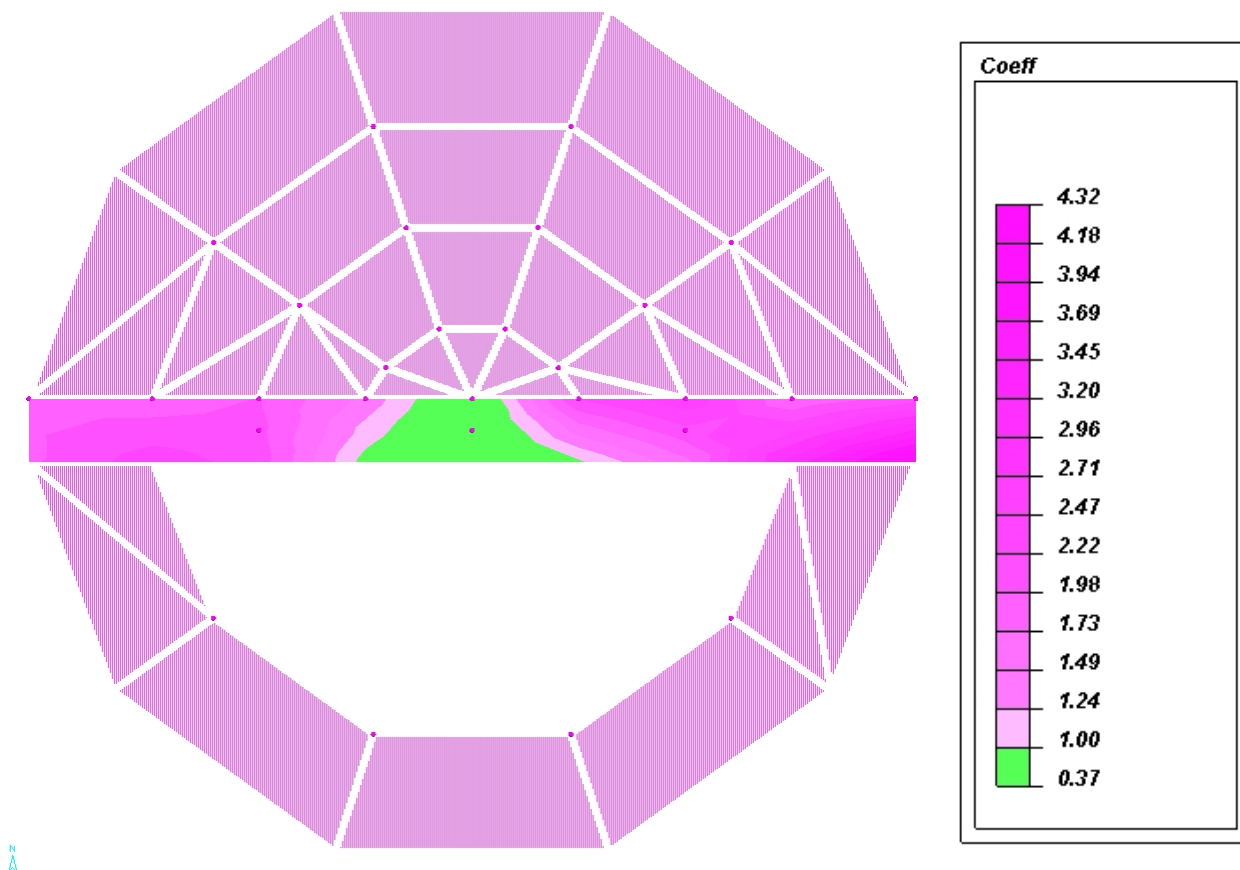


FIG. 54B - COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

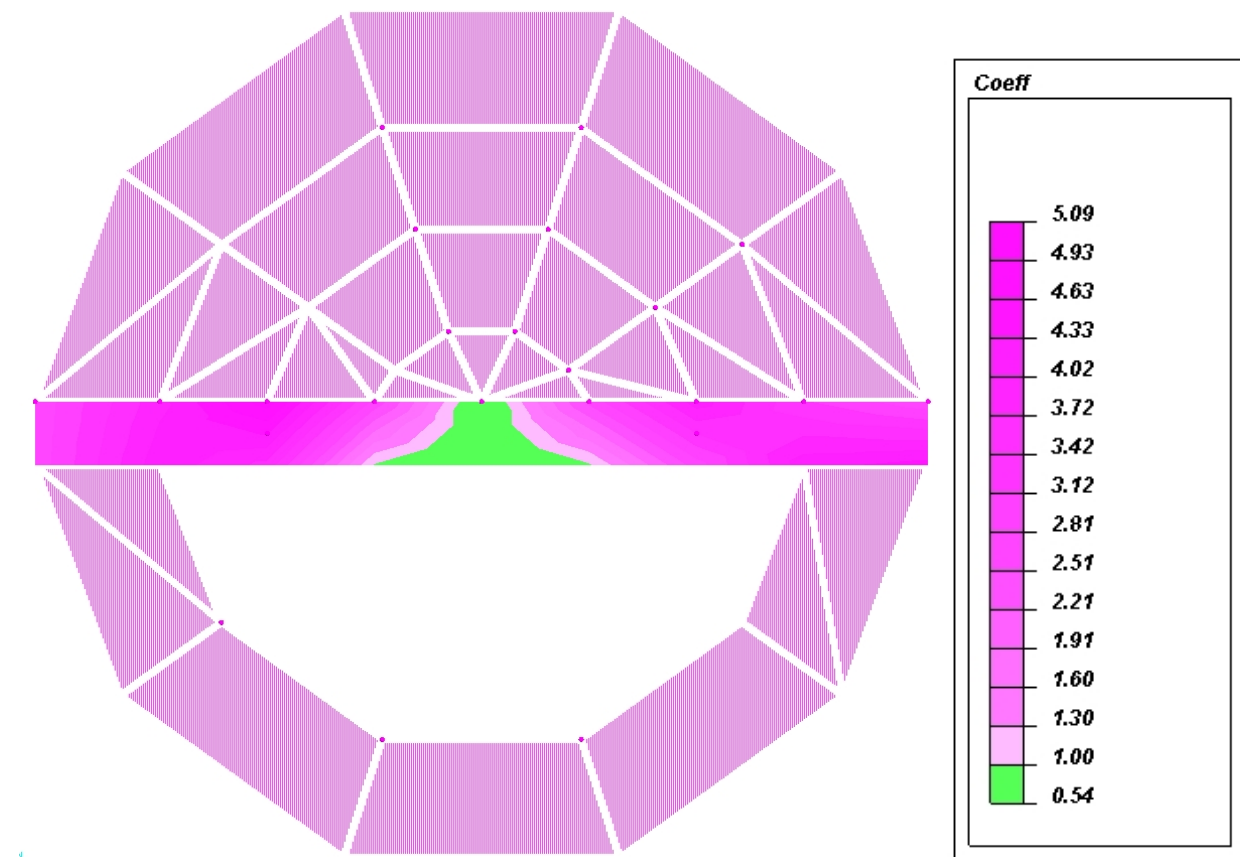


FIG. 55A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

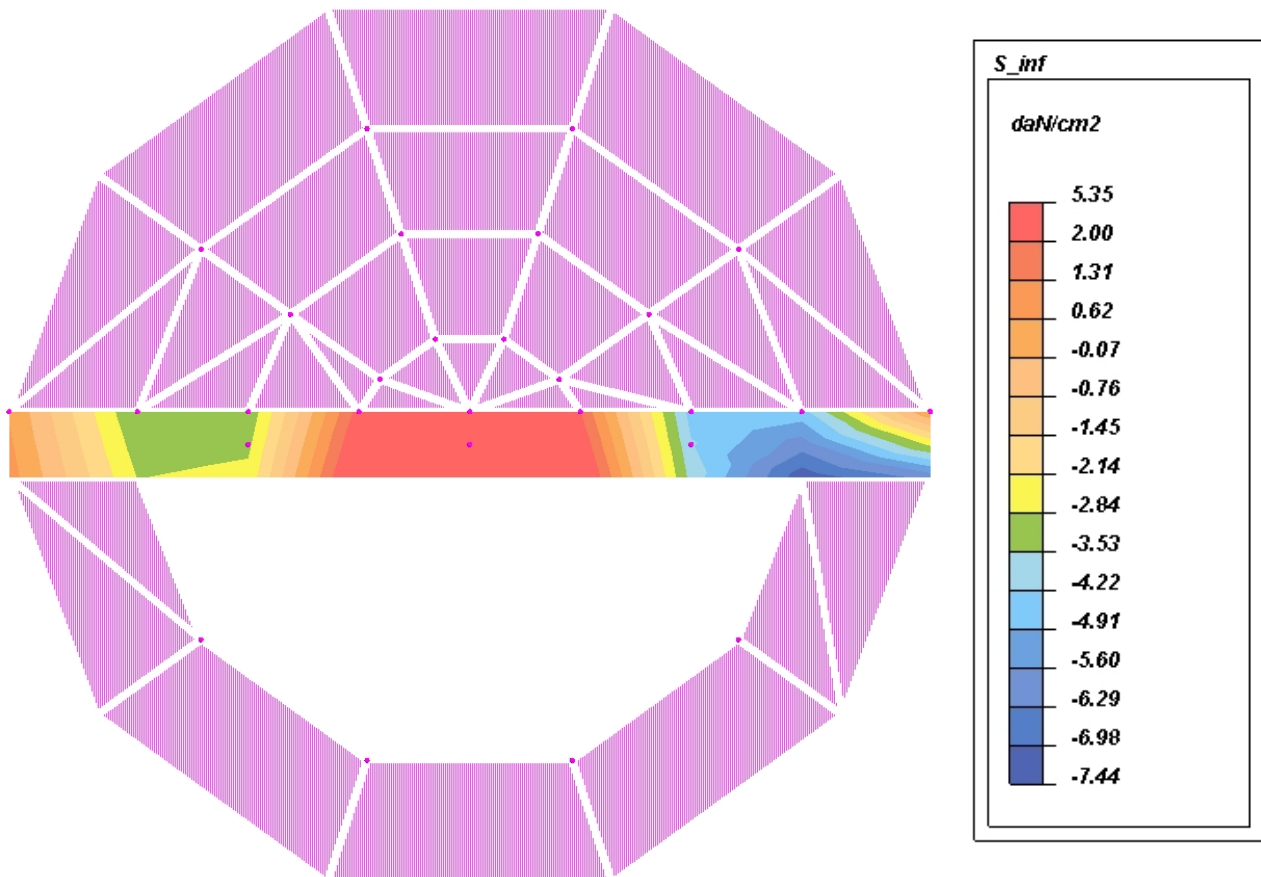


FIG. 55B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO INFERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI

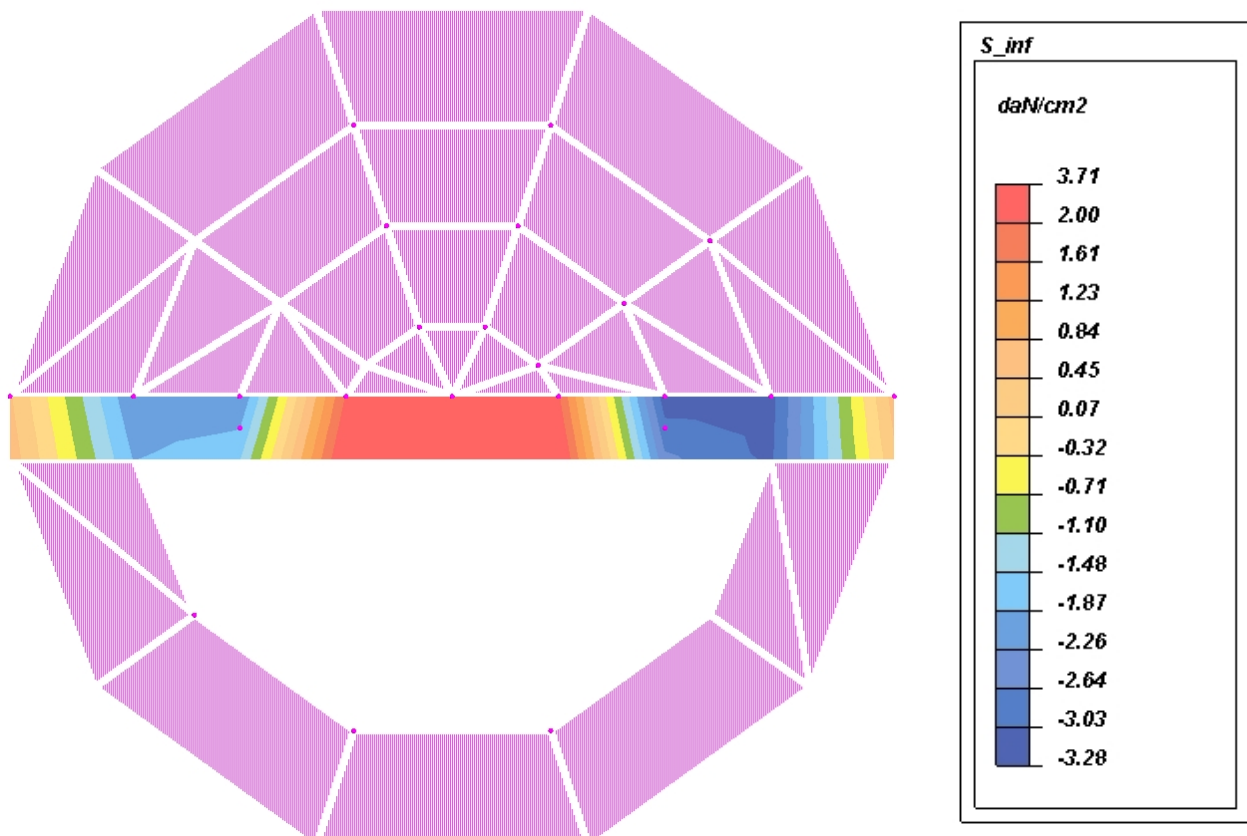


FIG. 56A - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI

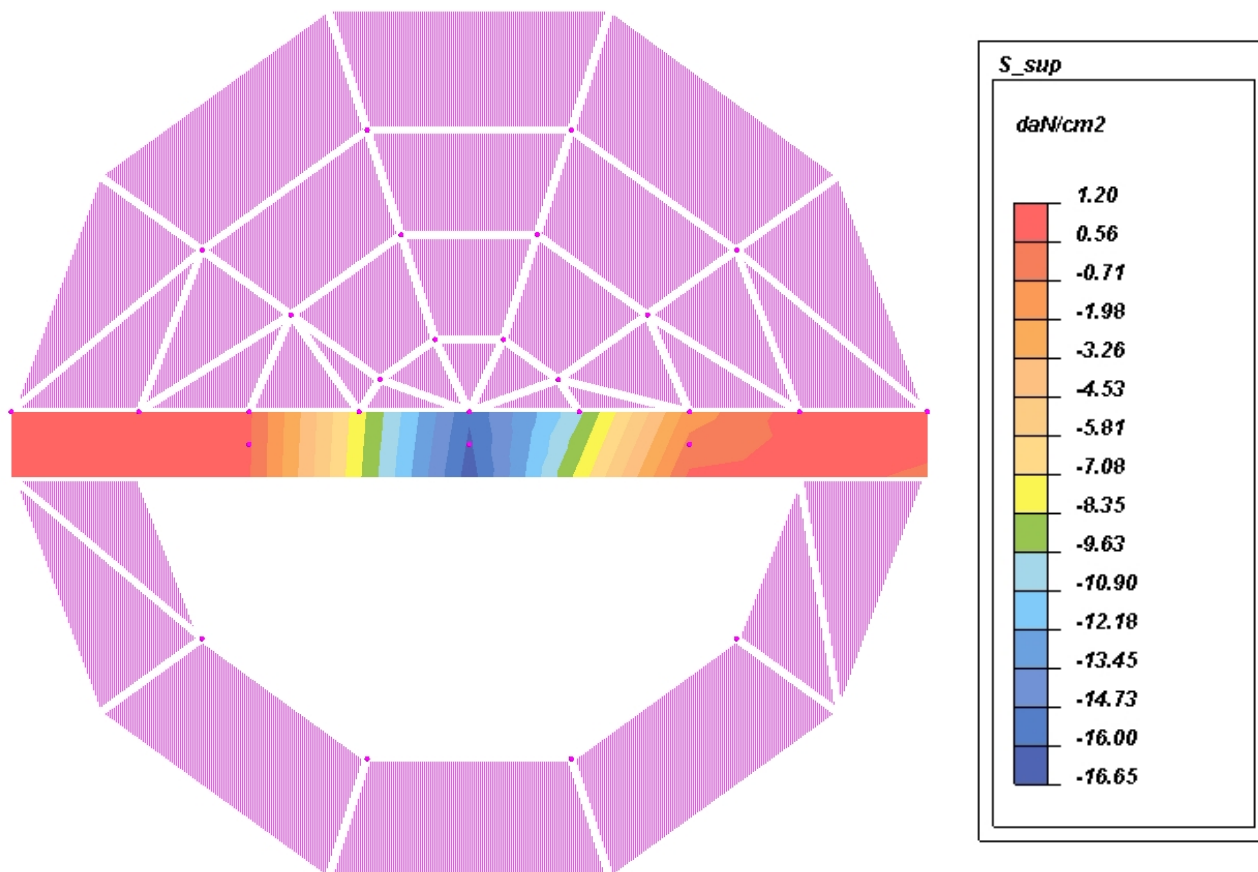
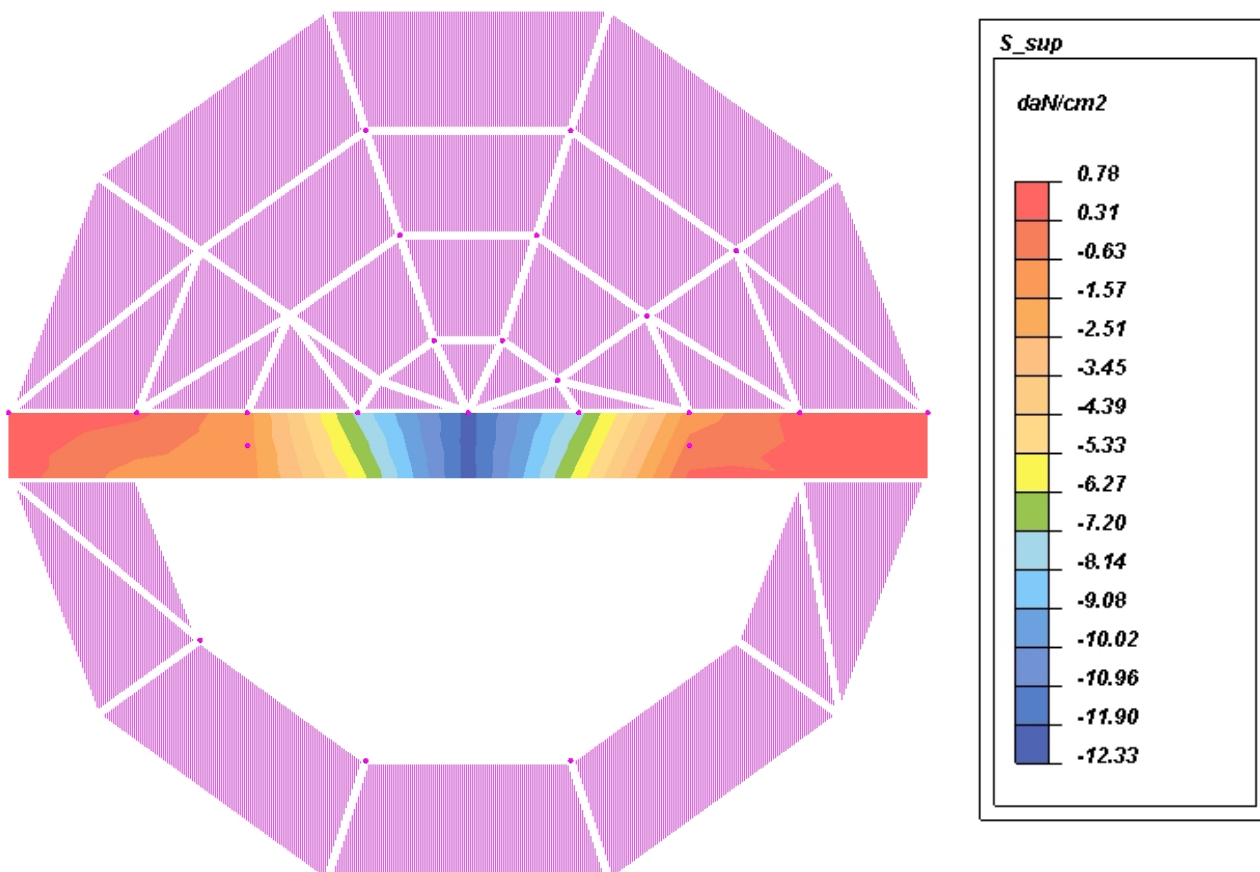
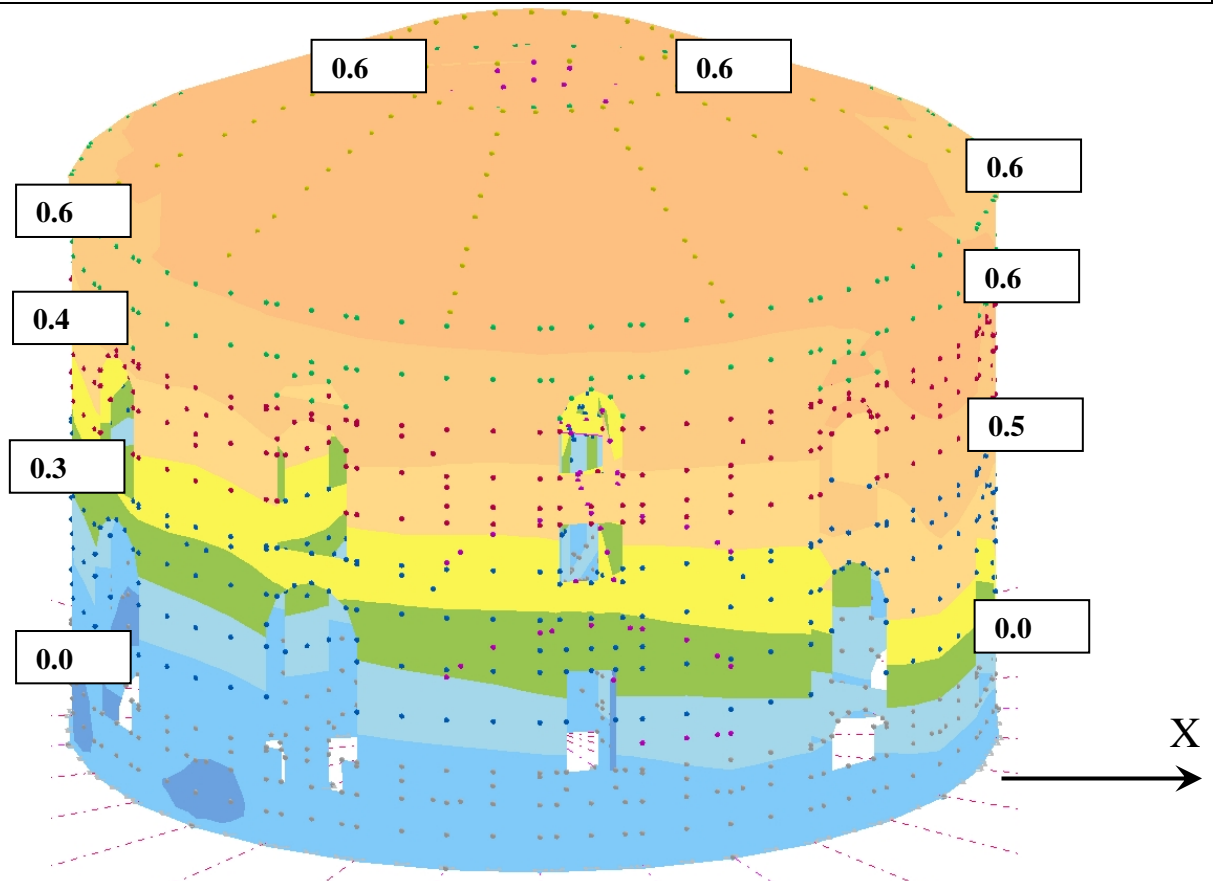


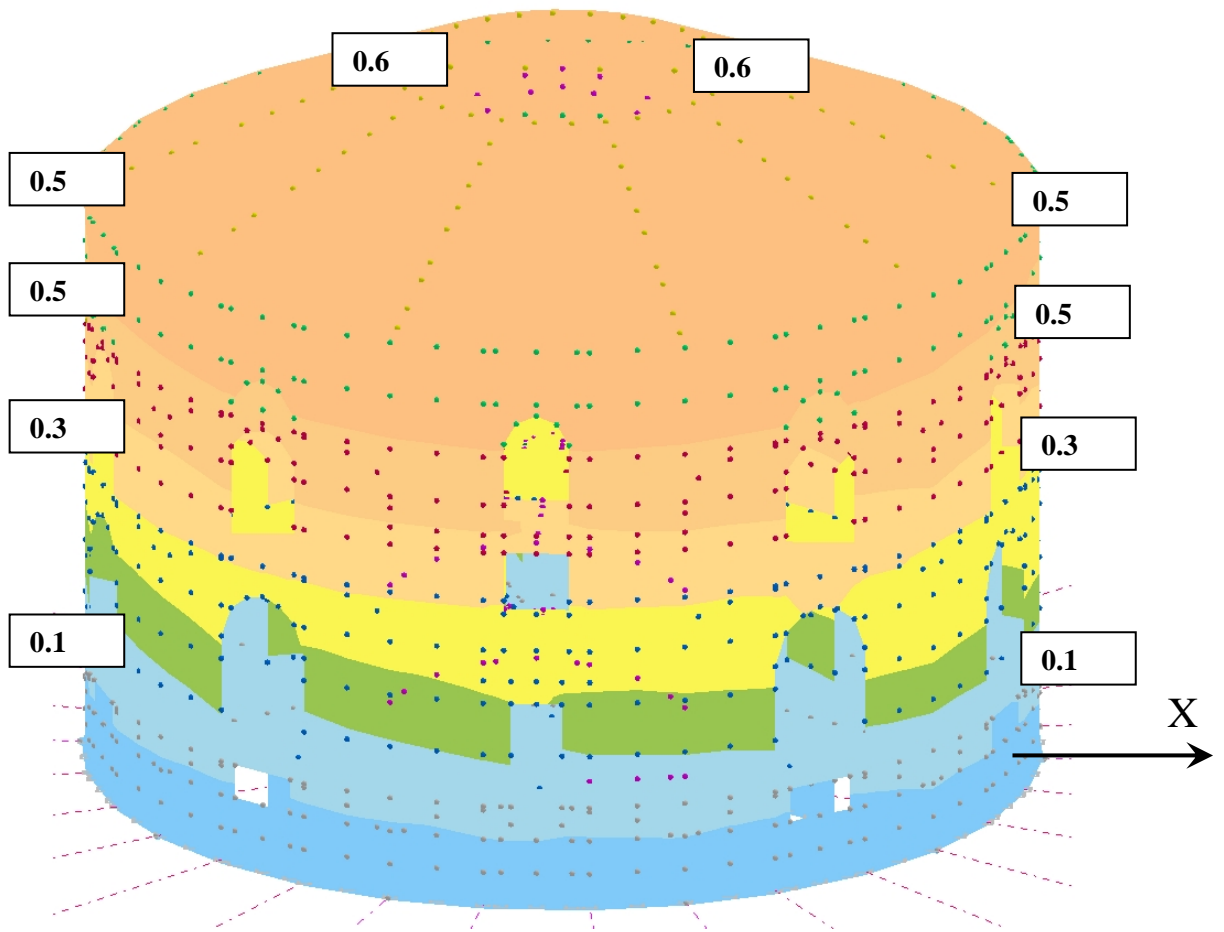
FIG. 56B - TENSIONI PRINCIPALI AL LEMBO SUPERIORE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI



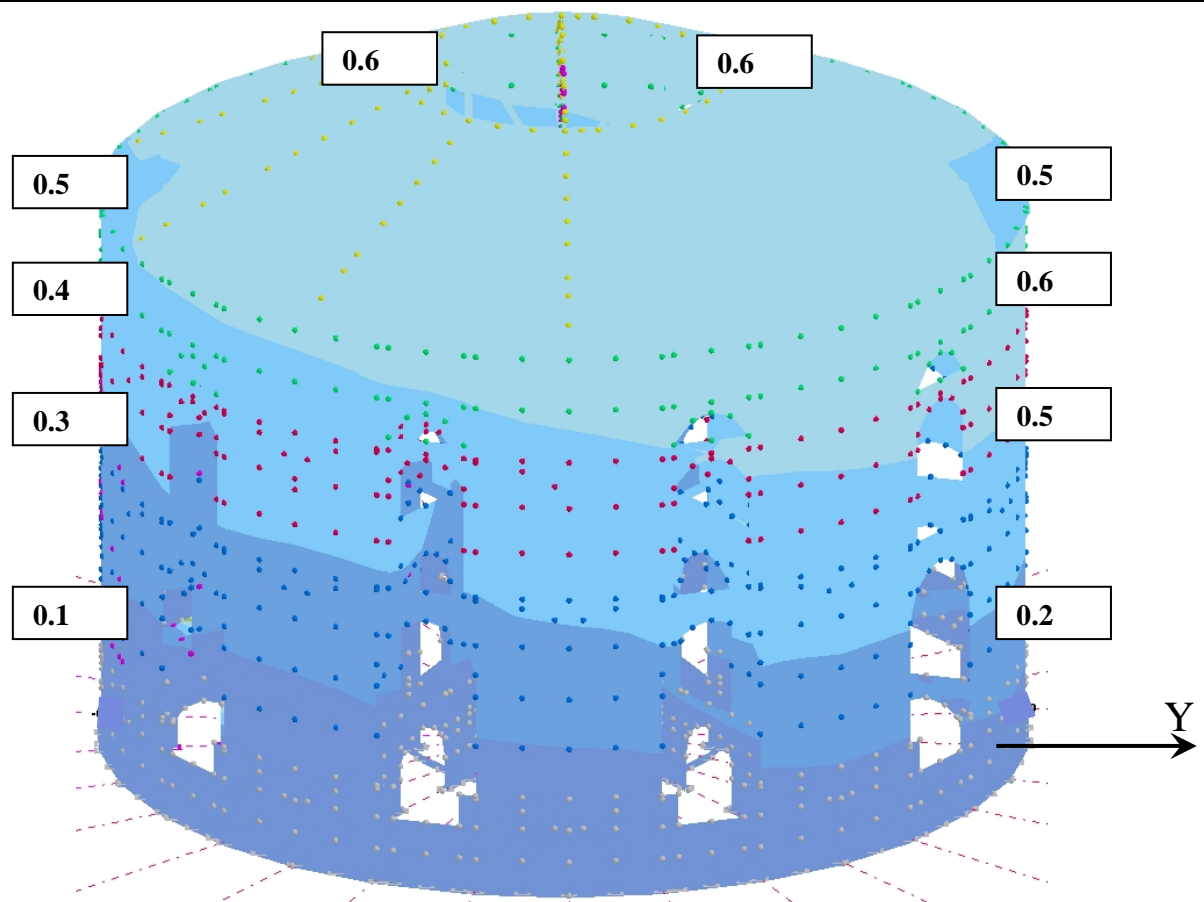
| | |
|--|---------------|
| CASO | SLU + SISMA X |
| FIG. 57A – SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |



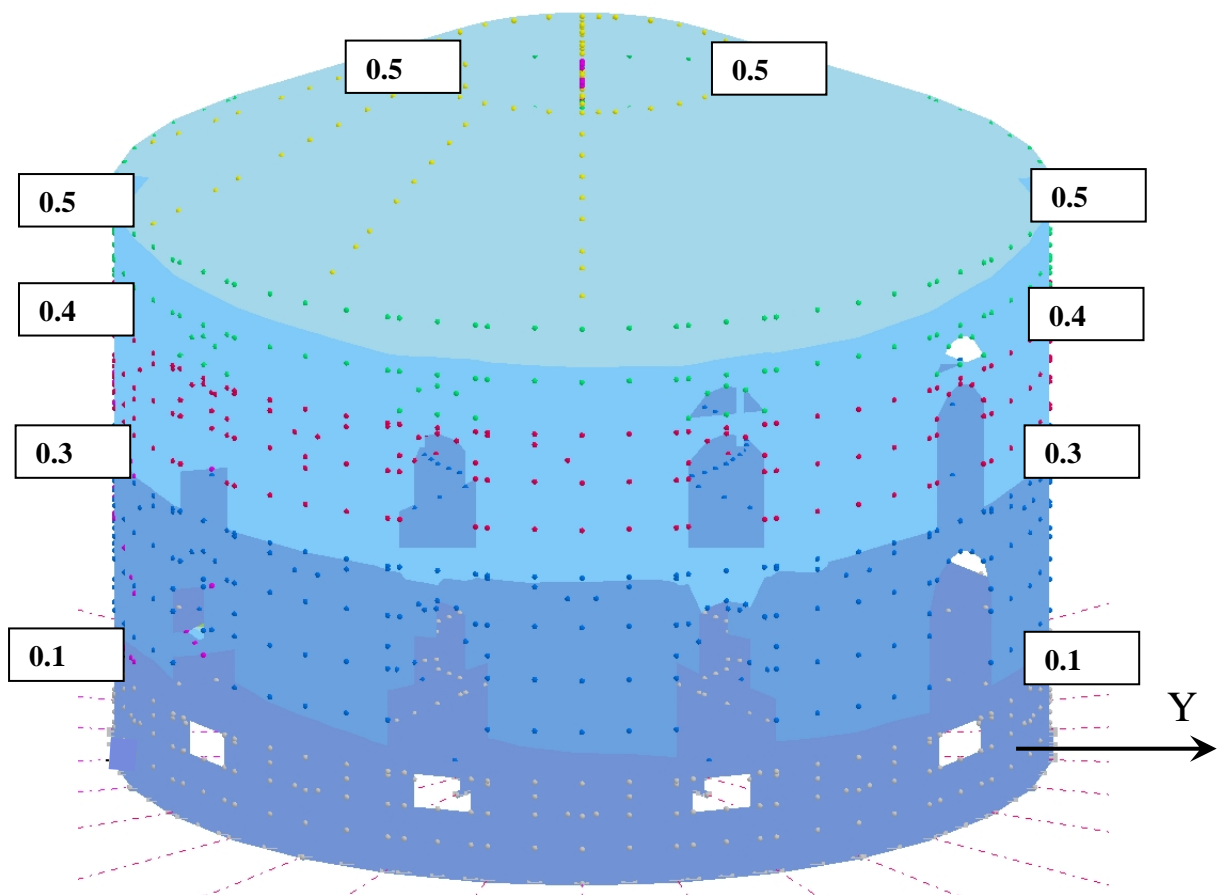
| | |
|--|---------------|
| CASO | SLU + SISMA X |
| FIG. 57B – SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI | |



| | |
|--|---------------|
| CASO | SLU + SISMA Y |
| FIG. 58A – SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y GLOBALE – MODELLO SENZA LIVELLI RIGIDI | |



| | |
|--|---------------|
| CASO | SLU + SISMA Y |
| FIG. 58B – SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y GLOBALE – MODELLO CON LIVELLI RIGIDI | |



9. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

PRESSIONI SUL TERRENO E VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI A PLINTO ESISTENTI.

Secondo le indicazioni del paragrafo 6.4.2 delle NTC2008, il programma di calcolo ha elaborato il seguente diagramma delle pressioni sul terreno di fondazione, per il caso di carico SLU GEO; la verifica è stata condotta considerando l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2) che penalizza maggiormente le resistenze dal lato geotecnico, in quanto il coefficiente M2=1.25 è applicato alla tangente dell'angolo caratteristico di attrito interno del materiale (da cui dipendono direttamente i fattori di capacità portante impiegati nel calcolo con la formula di Brinch-Hansen). Per la verifica si è scelto il plinto di fondazione corrispondente alla massima pressione calcolata dal programma: si tratta di quello sotto il maschio murario che separa le due aperture ad arco al piano seminterrato del setto R3S (setto che delimita il vano scala a destra, si veda il diagramma di figura 60).

I dati di progetto per la verifica sono pertanto i seguenti:

- valore caratteristico dell'angolo di attrito interno $\varphi_k = 38^\circ$;
- valore di progetto, per M2=1.25 (rif. tab. 6.2.II) $\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_k}{M2}\right) = 32^\circ$;
- dimensioni geometriche del plinto esistente
base $B=1.31$ m
lunghezza $L=2.39$ m;
- profondità del piano di posa della fondazione $D=3.20$ m;
- peso di volume del terreno, per M2=1 $\gamma = 20$ KN/m³;

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE CON LA FORMULA DI BRINCH-HANSEN

La formula generale di Brinch-Hansen (1970) si compone dei seguenti termini:

$q_{lim} = 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + q'N_q s_q i_q b_q g_q d_q + c'N_c s_c i_c b_c g_c d_c$, dei quali l'ultimo, relativo alla coesione del terreno, risulta in questo caso nullo trattandosi di terreno ghiaioso-sabbioso; ulteriori semplificazioni derivano dal fatto, che essendo in presenza di piano di posa della fondazione e piano di campagna orizzontale e potendo sopporre il carico proveniente dal maschio murario soprastante centrato, si avranno $i_\gamma b_\gamma g_\gamma = 1$ e pure $i_q b_q g_q = 1$. L'approfondimento del piano di posa della fondazione non viene amplificato, ponendo il fattore d_q pari all'unità a favore di sicurezza.

- fattori di capacità portante per $\varphi_d = 32^\circ$ $N_\gamma = 30.22$
 $N_q = 23.18$
- fattori di forma $s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \frac{1 + \sin \varphi_d}{1 - \sin \varphi_d} = 1.178$;
- tensione sul piano di posa della fondazione $q' = \gamma D = 64$ kPa;
- carico limite totale $q_{lim} = 2213.94$ kPa = 22.14 daN/cm²;
- resistenza di progetto del terreno, per R2=1.8 $q_{lim,SLU} = 11.07$ daN/cm²;
- tensione massima per SLU GEO $q_{max,SLUGEO} = 5.4$ daN/cm²
verifica soddisfatta.

Sulla scorta del buon comportamento geotecnico del terreno di fondazione, legato alla sua granulometria, alle sue proprietà meccaniche e all'assenza di falda interferente, non si ravvisa la necessità di interventi di allargamento della base dei plinti esistenti, visto che la verifica di capacità portante risulta ampiamente soddisfatta.

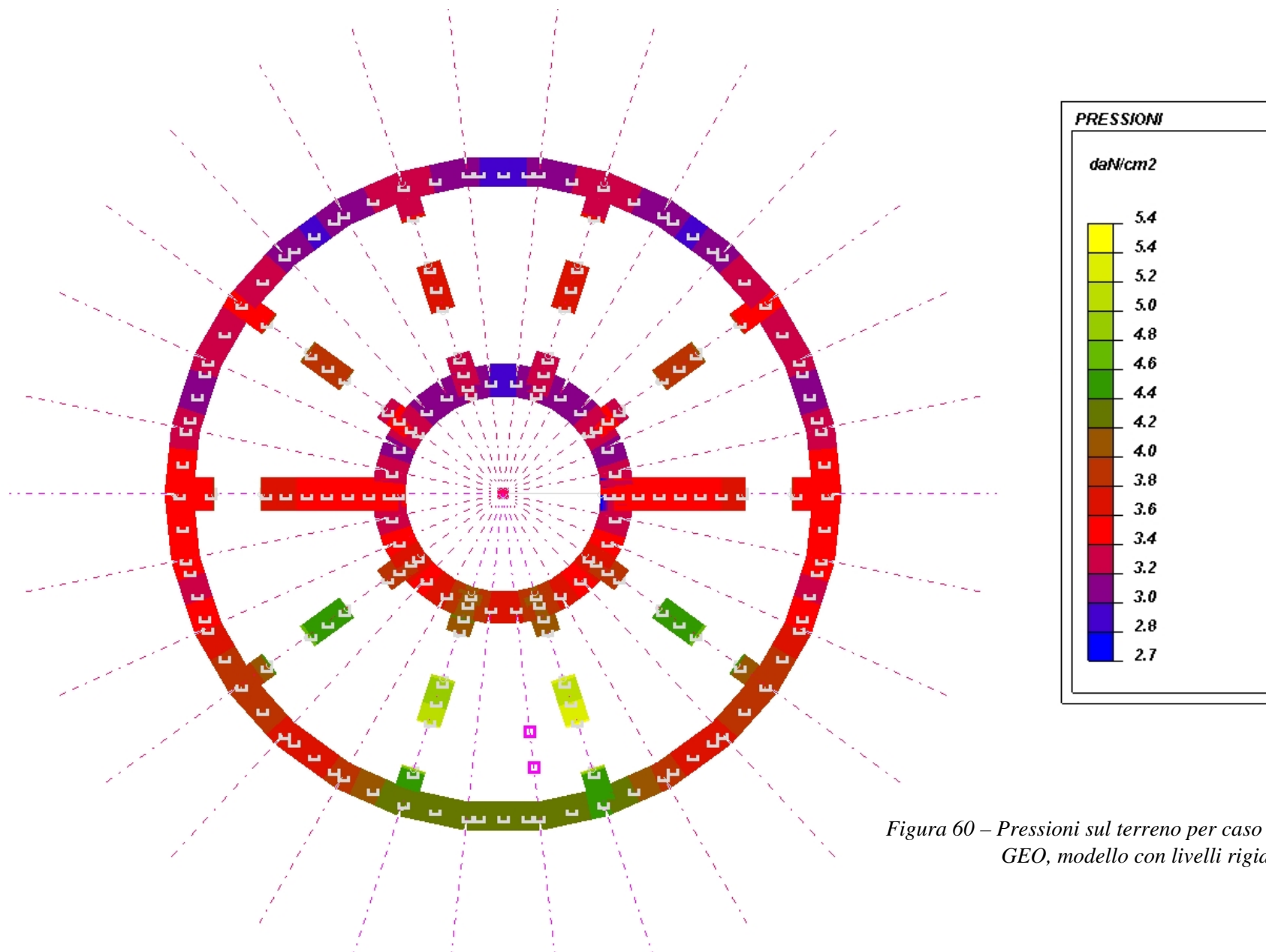


Figura 60 – Pressioni sul terreno per caso di carico SLU GEO, modello con livelli rigidi

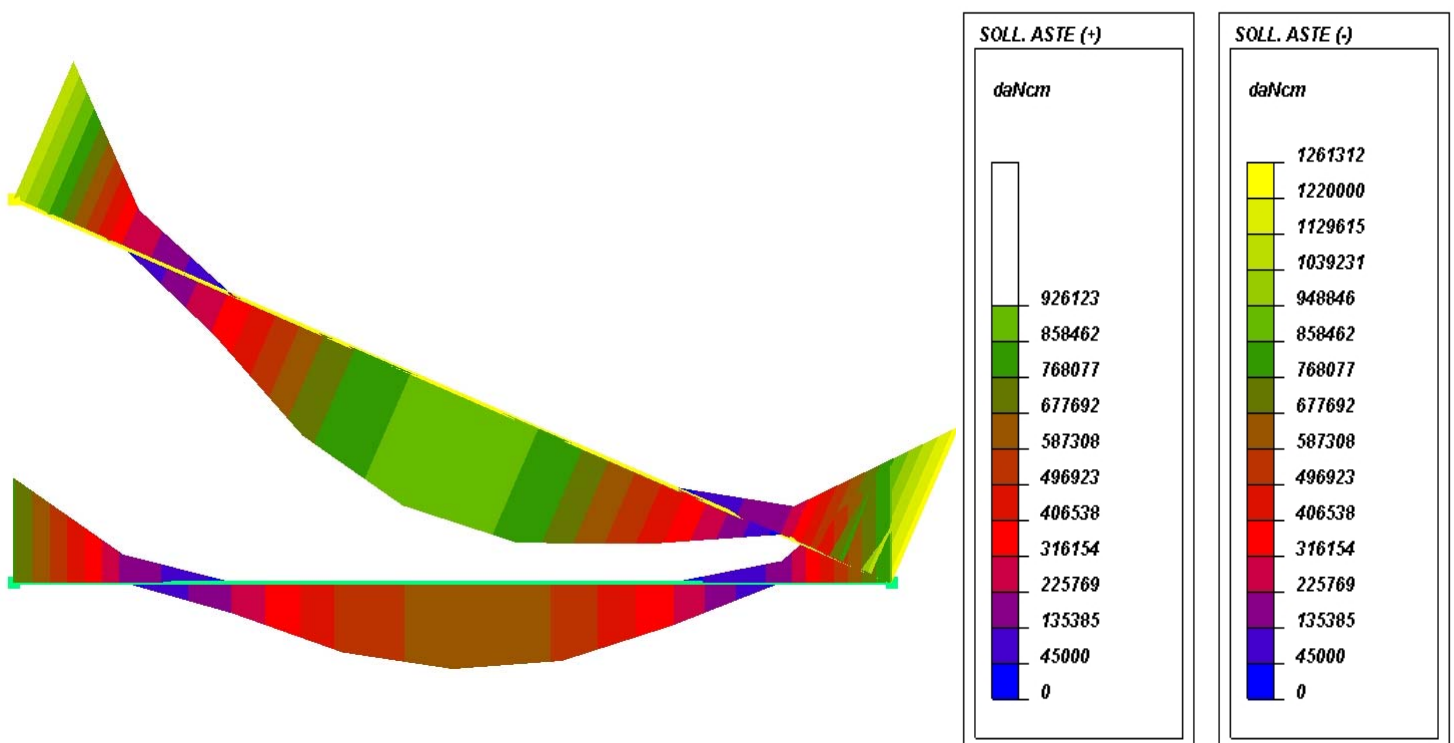
10. VERIFICA ELEMENTI IN C.A.

La campagna di prove eseguite nel mese di settembre 2015 ha interessato non solo le murature, ma anche gli elementi in c.a. del sottotetto e della copertura: in particolare sono stati prelevati dei campioni cilindrici di cls da sottoporre alla prova di rottura a compressione e spezzoni di armatura da sottoporre alla prova di rottura a trazione; inoltre, sono stati rilevati la posizione e il diametro delle armature (mediante pacometro e scarificazione del copriferro) delle travi a raggiera del sottotetto e della copertura.

A seguito dei risultati delle prove, sono state determinate le seguenti resistenze di progetto per il calcestruzzo e l'acciaio da armatura delle travi, secondo le prescrizioni del capitolo 11 delle NTC2008 e tenendo conto che per il livello di conoscenza LC2, il fattore di confidenza vale $FC=1.2$:

- calcestruzzo (provini cilindrici, rif. tabella 11.2.I):
 - resistenza a compressione media $f_m = 20.15 \text{ N/mm}^2$;
 - resistenza a compressione caratteristica $f_{ck} = 16.65 \text{ N/mm}^2$;
 - resistenza a compressione di progetto ($f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_M \cdot FC}$) $f_{cd} = 7.86 \text{ N/mm}^2$;
- acciaio (spezzoni armature long., rif. tabella 11.3.VI):
 - tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 362.5 \text{ N/mm}^2$;
 - tensione di rottura $f_t = 496.15 \text{ N/mm}^2$;
 - rapporto tra tensione di rottura e tensione di snervamento $\frac{f_t}{f_y} = 1.37$ accettabile;
 - allungamento percentuale a rottura $A_{gt} = 5.65\%$ accettabile;
 - tensione di snervamento di progetto ($f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M \cdot FC}$) $f_{yd} = 262.70 \text{ N/mm}^2$;

Figura 59 – Diagramma di momento flettente MZ per caso di carico SLU SENZA SISMA (travi in c.a. sottotetto e copertura)



Sulla scorta del diagramma di momento flettente riportato in figura 59, è stata condotta una verifica a SLU SENZA SISMA sulla sezione con momento massimo, sia per la trave del sottotetto, sia per quella inclinata della copertura; nel calcolo, è stata supposta la presenza di vincoli di semincastro alle estremità delle travi, visto che confluiscono nei grandi cordoli in c.a. realizzati in testa alle murature, ottenuta nella modellazione imponendo uno svincolo del 25% rispetto a MZ ai nodi iniziali e finali delle travi. Per entrambe le travi è stata assunta una sezione di verifica a T, comprendente quindi la soletta piena in c.a. del sottotetto e della copertura, di spessore pari a 8 cm, con ala superiore di larghezza utile pari a 80 cm.

VERIFICA TRAVE C.A. SOTTOTETTO – SEZIONE T 80x8/20x28

- armature longitudinali inferiori rilevate 4 barre diam. 20mm
 $A_s = 12.56 \text{ cm}^2$;
- armature longitudinali superiori rilevate 3 barre diam. 20mm
 $A'_s = 9.42 \text{ cm}^2$;
- spessore copriferro inferiore rilevato 22 mm;
- staffe rilevate staffe a due bracci diam. 6mm ogni 20 cm
nei primi ed ultimi 40 cm (vicino all'appoggio)
staffe a due bracci diam. 6mm ogni 33 cm
(3 staffe/m) in campata
- massimo momento flettente sollecitante $M_{sd} = 641.348 \text{ daN*cm}$;
- massimo momento resistente $M_{rd} = 1.044.000 \text{ daN*cm}$
verifica soddisfatta;

VERIFICA TRAVE C.A. COPERTURA – SEZIONE T 80x8/20x35

- armature longitudinali inferiori rilevate 5 barre diam. 18mm
 $A_s = 12.72 \text{ cm}^2$;
- spessore copriferro inferiore rilevato 25 mm;
- staffe rilevate staffe a quattro bracci diam. 5mm ogni 50 cm
per l'intera lunghezza della trave
- massimo momento flettente sollecitante $M_{sd} = 926.123 \text{ daN*cm}$;
- massimo momento resistente $M_{rd} = 1.262.000 \text{ daN*cm}$
verifica soddisfatta.