

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITA' DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA
Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile

D.I.C.A.M.
Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

Tesi di Laurea in
Progetti di Strutture

**HYBRID PRECAST CONCRETE DUAL-SHELL STEEL BRIDGE
COLUMNS UNDER LATERAL LOADING**

Tesi di Laurea di :

MASSARI MILENA

Relatore :

Chiar.mo Prof. Ing. MARCO SAVOIA

Correlatori :

Chiar.mo Prof. Ing. JOSE' RESTREPO

Dott. Ing. GABRIELE GUERRINI

Dott. Ing. ANDRE' R. BARBOSA

Sessione III
Anno Accademico 2010/2011

Ringraziamenti

A conclusione di questo lavoro di tesi, è doveroso porre i miei più sentiti ringraziamenti alle persone che mi hanno aiutato nella realizzazione di questo progetto.

Desidero ringraziare il Prof. Marco Savoia e il Prof. Josè I. Restrepo per la grande professionalità e cortesia dimostratemi, e, soprattutto per l'importante opportunità di studio all'estero che mi hanno offerto.

Inoltre, intendo ringraziare il dottorando Gabriele Guerrini e il Prof. André R. Barbosa per la disponibilità con cui mi hanno accolta e seguita nel mio percorso di tesi.

Un ringraziamento particolare va a tutti i ragazzi del Powell Laboratories che hanno saputo sostenermi con entusiasmo durante tutto lo svolgimento di questo lavoro.

Indice

Cap.1 - Introduzione generale	1
1.1 Obiettivi	1
1.2 Schema della Tesi	5
Cap.2 – Introduzione ai sistemi ibridi	6
2.1 Caratteristiche principali	6
2.2 Evoluzione dei sistemi ibridi	9
Cap.3 – Descrizione del Test	12
3.1 Configurazione della prova	12
3.1.1 Provini e la loro costruzione	12
3.1.1.1 Fondazione o <i>footing</i>	20
3.1.1.2 Colonna	23
3.1.1.3 Blocco di carico o <i>load stub</i>	25
3.1.1.4 Barre di post-tensione	26
3.1.1.5 Cuscinetti in gomma o <i>rubber pads</i>	27
3.1.1.6 Giunto di malta	28
3.1.1.7 Dissipatori d’energia esterni	30
3.2 Proprietà dei materiali	32
3.2.1 Calcestruzzo.....	32
3.2.2 Malta del giunto	35
3.2.3 Malta fluida	35
3.2.4 Cuscinetti in gomma.....	36
3.2.5 Acciaio dei dissipatori d’energia esterni	37

3.3	Strumentazione	38
3.3.1	Estensimetri	38
3.3.2	Potenzimetri e inclinometri	43
3.3.3	Celle di carico	46
3.3.4	Attuatore e Martinetti	46
3.4	Protocollo di carico	48

Cap.4 – Risultati Sperimentali50

4.1	Grafici, fotografie e osservazioni	50
4.1.1	Risultati dopo tre cicli a +/- 111 kN (25 kips) e a tre +/- 231 kN (52 kips)	56
4.1.2	Risultati dopo tre cicli a +/- 0.5% di <i>drift ratio</i>	57
4.1.3	Risultati dopo tre cicli a +/- 0.75% di <i>drift ratio</i>	58
4.1.4	Risultati dopo due cicli a +/- 1% e uno a +/- 0.75% di <i>drift ratio</i>	59
4.1.5	Risultati dopo due cicli a +/- 1.5% e uno a +/- 1% di <i>drift ratio</i>	60
4.1.6	Risultati dopo due cicli a +/- 2% e uno a +/- 1.5% di <i>drift ratio</i>	62
4.1.7	Risultati dopo due cicli a +/- 3% e uno a +/- 2% di <i>drift ratio</i>	64
4.1.8	Risultati dopo tre cicli a +/- 5% e uno a +/- 3% di <i>drift ratio</i>	66
4.1.9	Risultati dopo due cicli a +/- 7.5% e uno a +/- 5% di <i>drift ratio</i>	68
4.1.10	Risultati dopo un ciclo a +/- 10% di <i>drift ratio</i>	70

Cap.5 – Modellazione Numerica	72
5.1 Modellazione bidimensionale della colonna.....	72
5.1.1 Colonna	74
5.1.2 Blocco di carico	76
5.1.3 Barre di post-tensione e cuscinetti in gomma	77
5.1.4 Giunto in malta	79
5.2 Parametri dell'analisi	84
Cap.6 – Confronto fra Risultati Numerici e Sperimentali	86
6.1 Risposta isteretica laterale del sistema	86
6.2 Storia di deformazione sulle barre di post-tensione	89
6.3 Risposta isteretica dei dissipatori	91
Cap.7 – Conclusioni	93
Appendice A	I
Appendice B	II
Appendice C	XX

A mia nonna Lina

Capitolo 1

Introduzione generale

1.1 Obiettivi

“Terremoto” e “California”: difficilmente ciascuno di noi pensa ad uno di questi termini senza richiamare alla mente anche l’altro. La California è infatti caratterizzata da un elevato numero di sismi poiché si trova in un zona tettonicamente attiva, dove si scontrano tre diverse placche. Questo Stato americano è particolarmente conosciuto per la Faglia di Sant’Andrea, una faglia lunga circa 810 miglia (1300 Km) che corre dal confine con il Messico fino a un punto in mare aperto, a ovest di Cape Mendocino nel nord dello Stato (Fig. 1.1).

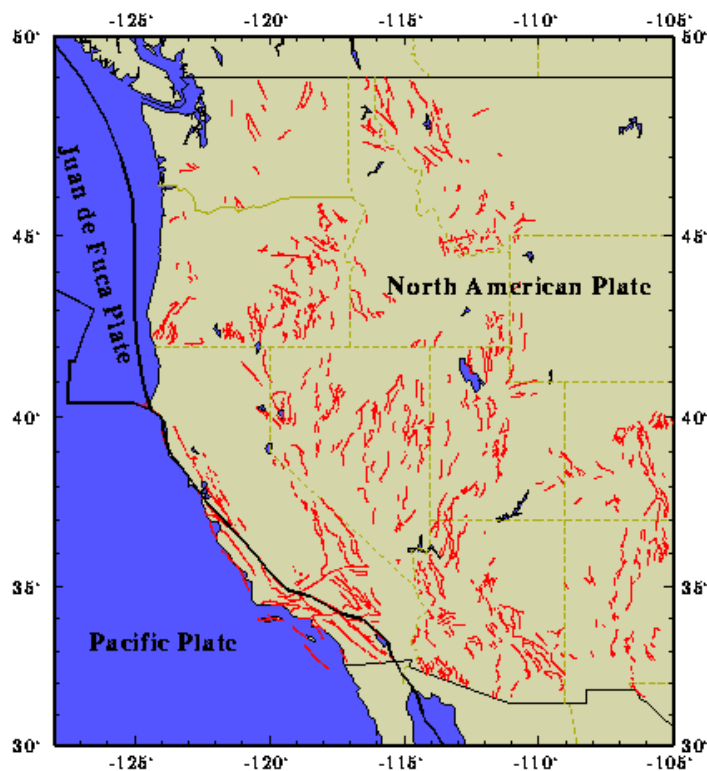


Fig. 1.1 - Mappa dei confini fra placche tettoniche lungo la costa ovest degli USA

(http://seismo.berkeley.edu/hayward/wus_fault.gif)

Studi geologici mostrano che, negli ultimi 1400-1500 anni, grandi terremoti si sono verificati a intervalli di circa 130 anni lungo la Faglia di Sant'Andrea. La figura 1.2 mostra la mappa del rischio sismico degli USA in termini di picchi di accelerazione al suolo (PGA), per una probabilità di superamento del 2% in 50 anni. In California, e lungo tutta la costa pacifica, sono attesi valori anche superiori al 64% della gravità terrestre (g).

I passati terremoti in California e in tutto il mondo hanno mostrato la vulnerabilità di alcune vecchie strutture, progettate secondo criteri non duttili. Perciò, a partire dagli anni '90 fino ai giorni nostri, una crescente attenzione è stata dedicata ai concetti di duttilità e di gerarchia delle resistenze nella progettazione: le strutture devono poter sostenere elevati spostamenti laterali oltre il limite elastico, senza perdere la capacità di portare i carichi verticali.

L'obiettivo di questa filosofia di progettazione è la salvaguardia delle vite umane, pur tollerando danni anche rilevanti agli elementi strutturali e non. Tali danni possono eccedere i limiti economici e pratici di riparazione, rendendo necessaria la demolizione e la sostituzione delle costruzioni interessate, con costi sociali e finanziari spesso onerosi.

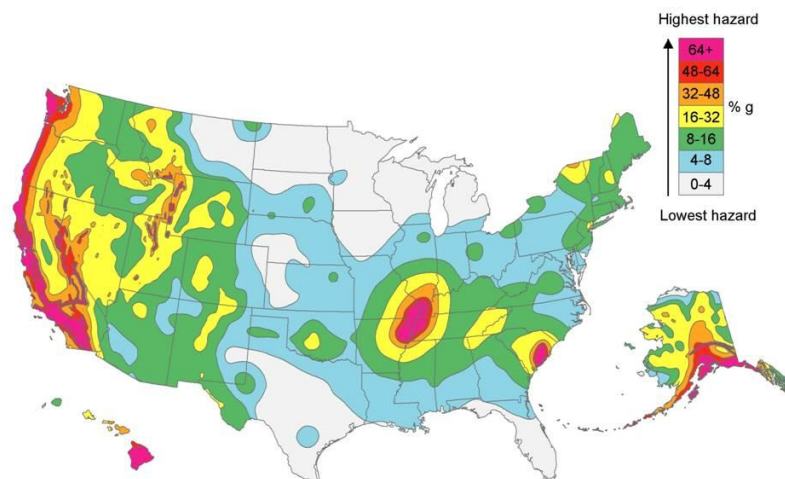


Fig. 1.2 - Mappa del rischio sismico negli USA, in termini di PGA con probabilità di superamento del 2% in 50 anni (2008)

(<http://earthquake.usgs.gov/hazards/products/>)

All'esposizione sismica della regione occidentale si aggiunge la presenza, sul territorio degli Stati Uniti, di un elevato numero di ponti che necessitano opere di riparazione o di sostituzione (fig. 1.3), per rimediare alle carenze strutturali e/o soddisfare le mutate esigenze operative di una regione. Secondo il Dipartimento dei Trasporti degli Stati Uniti (2007), approssimativamente il 25% dei ponti presenti sul territorio nazionale è da considerarsi strutturalmente carente o funzionalmente obsoleto. Spesso molti di questi ponti desueti fungono da collegamento chiave nelle reti di trasporto locale e nazionale, con impatti gravi associati alla loro chiusura, sia sul traffico sia sull'economia locale.

Dal momento che oltre 150,000 ponti rientrano in queste due categorie, si rende necessario l'impiego di tecniche innovative per l'esecuzione di questi interventi, che consentano di minimizzare l'impatto sul pubblico, sull'ambiente e sui lavoratori: la Federal Highway Administration (FHWA) americana ha promosso in tal senso un'iniziativa denominata *Accelerated Bridge Construction (ABC)*.

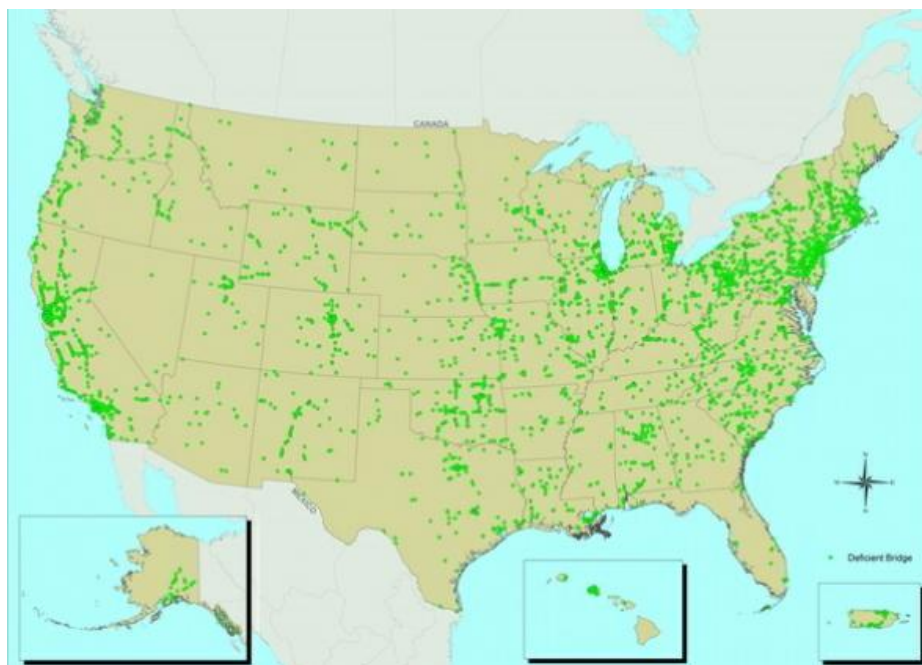


Fig. 1.3 - Distribuzione dei ponti strutturalmente inadeguati negli USA

(<http://www.freeenterprise.com/2009/01/structurally-deficient-bridges-in-united-states/>)

Come si evince dalla figura 1.3, un significativo numero di ponti inadeguati si trova nell'ovest degli Stati Uniti, in zone che rendono necessario un certo livello di protezione sismica. Pertanto vi è un'ovvia necessità di sviluppare sistemi strutturali che siano non solo a basso impatto sociale e ambientale dal punto di vista costruttivo, ma anche simicamente resilienti: all'obiettivo di prevenire la perdita di vite umane, cioè, si aggiunge quello di ridurre il livello di danno e i costi diretti e indiretti associati al ripristino strutturale e all'interruzione delle attività economiche che fanno uso dell'infrastruttura. Tali costi sono spesso comparabili, se non superiori, al costo di costruzione della struttura stessa.

Di conseguenza, le attività di ricerca sono state dirette verso tecnologie che permettano di ridurre danni e deformazioni residue negli elementi strutturali principalmente interessati dall'azione sismica, e di includere proprietà di ricentrimento o auto-centramento o *rocking* che consentano al sistema strutturale di ritornare alla configurazione d'origine dopo un'eccitazione laterale anche di notevole intensità. Esempio di tale tecnologia è il sistema ibrido (*hybrid system*), dove la capacità di ricentrimento, indotta mediante post- o pre-tensione, è combinata con la dissipazione di energia, affidata ad appositi dispositivi che costituiscono il fuso strutturale.

L'obiettivo principale della ricerca associata a questa tesi è pertanto di far progredire la progettazione e la realizzazione di ponti in zone soggette all'azione sismica, tenendo conto dell'iniziativa ABC. In particolare si punta a garantire l'operabilità del ponte dopo il sisma, attraverso l'induzione di un comportamento ricentrante nelle pile, e a ridurre i tempi di cantiere, attraverso l'uso di pile in cemento armato prefabbricate, a sezione cava, prive di gabbia d'armatura.

Il tipo di colonna proposto è costituito infatti da due gusci cilindrici concentrici in acciaio (*dual-shell*), fra i quali viene gettato il calcestruzzo. Il guscio esterno agisce come cassaforma permanente, e sostituisce la gabbia di armatura convenzionale. Quello interno funge allo stesso modo da cassaforma permanente e previene l'implosione del calcestruzzo in caso di sforzi di compressione elevati. L'eliminazione della gabbia d'armatura, l'utilizzo di casseforme a perdere, la possibilità di prefabbricare la colonna, e la leggerezza dovuta alla sezione cava sono le caratteristiche principali che rendono questa soluzione compatibile con le necessità del programma ABC.

Il comportamento ricentrante è affidato al carico verticale e a barre di post-tensione, ancorate nella fondazione e nella sovrastruttura, posizionate all'interno della cavità della colonna. La dissipazione di energia è invece ottenuta mediante specifici dispositivi posizionati esternamente alla colonna, facili da ispezionare ed eventualmente sostituire.

1.2 Schema della Tesi

Si vuole qui illustrare l'articolazione della presente tesi.

Dopo questa breve introduzione, il Capitolo 2 descrive i principi fondamentali dei sistemi ibridi e la loro evoluzione.

Nel Capitolo 3 si descrive la prova eseguita presso l'Università della California, San Diego (UCSD), su colonne ibride di tipo *dual-shell*. Vengono presentate due configurazioni per i dissipatori isteretici di energia (interni ed esterni al perimetro della colonna), vengono descritti singolarmente i vari componenti del sistema, vengono riportate le proprietà meccaniche dei materiali impiegati e vengono illustrati i metodi e i mezzi utilizzati per le prove.

Nel Capitolo 4 si riportano i risultati sperimentali della prova eseguita sull'unità dotata di dissipatori isteretici esterni, con foto, grafici e osservazioni.

Il Capitolo 5 è dedicato alla modellazione numerica del provino con dissipatori esterni, in ambiente OpenSees.

Nel Capitolo 6 i risultati numerici vengono confrontati con quelli sperimentali.

Infine, il Capitolo 7 contiene conclusioni relative al comportamento fisico del sistema proposto, alle relative problematiche e possibili sviluppi futuri e all'accuratezza del modello numerico.

Capitolo 2

Introduzione ai sistemi ibridi

2.1 Caratteristiche principali

Un approccio abbastanza diffuso nell'impiego della prefabbricazione per le strutture da ponte soggette all'azione sismica, è quello di creare un sistema che imiti la tradizionale struttura in cemento armato monolitica. Il principale aspetto negativo di tale logica è l'accettazione di significativi danni strutturali dovuti all'azione laterale.

Pratica convenzionale, per la progettazione dei ponti a struttura in cemento armato simicamente resistenti, è quella di ammettere una risposta non-lineare che si verifichi per formazione di cerniere plastiche flessionali, nelle zone di estremità delle colonne opportunamente dettagliate (Caltrans, 2006; Priestley, et al., 1996; AASHTO, 2009): le colonne costituiscono dunque il fuso strutturale. I rimanenti elementi strutturali sono protetti dall'escursione in campo non-lineare mediante il cosiddetto *capacity design*, o progettazione per gerarchia delle resistenze (Paulay, et al., 1992): questi sono cioè progettati per resistere le azioni trasmesse dal fuso, considerando ogni forma di sovrarresistenza che esso possa sviluppare dopo lo snervamento.

La sperimentazione e le valutazioni post-sisma hanno dimostrato quanto questo approccio duttile sia soddisfacente nel prevenire il collasso delle strutture (Priestley, et al., 1996). Tuttavia, la dissipazione isteretica di energia implica il verificarsi di danni considerevoli che si sviluppano durante il terremoto di progetto e che comportano la necessità di significativi interventi post-sisma o, in caso di un evento estremo, alla completa sostituzione della struttura (fig. 2.1).

Tale necessità può essere ovviata usando un sistema ibrido dove gli elementi prefabbricati, connessi mediante tecniche di post- o pre-tensione, offrono un comportamento auto-centrante o *rocking*, minimizzando i danni strutturali e gli spostamenti residui dopo un evento sismico.

Convenzionalmente, il comportamento non-lineare di una colonna in cemento armato è ottenuto attraverso la diffusione della plasticità, e quindi del danno, lungo le regioni circostanti le cerniere plastiche (Hines, et al., 2004; Carrea, 2010), la cui estensione raggiunge tipicamente fino a 2 volte la profondità della sezione trasversale.

Al contrario, in un sistema *rocking* la risposta non-lineare è sviluppata attraverso l'apertura di giunti localizzati alle estremità delle colonne, all'interfaccia con gli altri elementi strutturali, come mostrato nelle figure 2.2 e 2.3(a).

I sistemi *rocking* possono essere suddivisi in due categorie principali: giuntati (*jointed*) e ibridi (*hybrid*). Per riportare la struttura nella configurazione iniziale in seguito all'apertura dei giunti, i primi (fig. 2.2) fanno affidamento esclusivamente sull'azione ricentrante dei carichi di gravità e delle forze di post- o pre-tensione, esercitate da barre o trefoli che si ancorano nella fondazione e nella sovrastruttura passando attraverso le colonne. Idealmente questo tipo di sistema oscilla senza dissipazione energetica. La risposta in questo caso può essere definita elastica non-lineare, con il percorso di scarico identico e opposto a quello di carico. La risposta dinamica è però difficile da predire e controllare, specialmente a causa dell'estrema sensibilità all'effettivo punto di snervamento.

I sistemi ibridi sono un'evoluzione di quelli giuntati, ai quali viene aggiunta la capacità di dissipare energia (figg. 2.2 e 2.3). Al fine d'assicurare un movimento oscillatorio controllato (*controlled rocking*), in queste particolari connessioni duttili occorre un'adeguata combinazione dei contributi di auto-centramento, caratterizzato da un comportamento elastico non-lineare, e di dissipazione energetica per isteresi, descritto da una legge elasto-plastica o simile. La risposta ciclica di un sistema ibrido si presenta perciò con una peculiare legge isteretica, generalmente indicata come "andamento a bandiera" (*flag-shaped*), che permette di garantire uno spostamento massimo comparabile con quello di una struttura in c.a. convenzionale, e spostamenti residui pressoché nulli (figg. 2.2 e 2.3(b)). Le proprietà e la forma del ciclo di isteresi possono essere modificate variando la proporzione tra l'azione di ricentramento e quella di dissipazione.

La dissipazione energetica viene affidata ad appositi dispositivi, che collegano le colonne agli altri elementi strutturali a cui esse sarebbero connesse con continuità materiale in una configurazione convenzionale. I suddetti dispositivi, liberi di snervarsi, dissipano energia sotto forma di isteresi. Essi costituiscono il fuso per la struttura e consentono di localizzare il danno in componenti che possono essere sostituiti individualmente.



Fig. 2.1 – *Danno alla base in una colonna in cemento armato convenzionale, testata sulla shake-table dell'Englekirk Structural Engineering Center di UCSD (Carrea, 2010)*

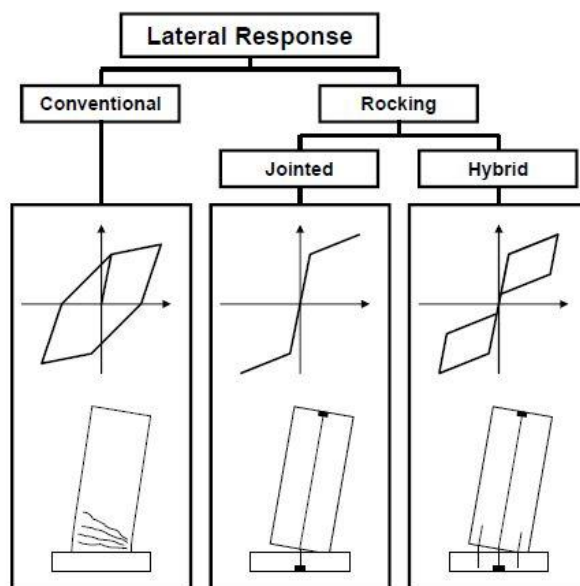


Fig. 2.2 – *Rappresentazione schematica del comportamento di colonne convenzionali, ricentranti giuntate e ricentranti ibride (Tobolski, 2010)*

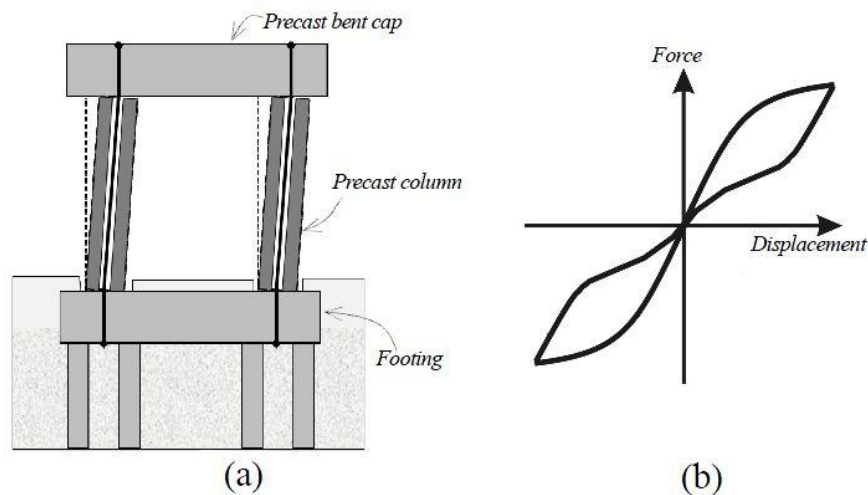


Fig. 2.3 – Sistema ibrido: (a) Cinematica del sistema, con i giunti che si aprono, (b) Andamento a bandiera della relazione forza-spostamento (Guerrini, et al. 2011)

2.2 Evoluzione dei sistemi ibridi

L'innovazione concettuale della progettazione in duttilità e del *capacity design* introdotta dai professori Park e Paulay tra gli anni '60 e '70 è universalmente riconosciuta come una delle maggiori pietre miliari nello sviluppo dell'ingegneria sismica. L'idea di connessioni duttili in grado di accomodare un'elevata richiesta di deformazioni inelastiche, senza causare rilevanti danni strutturali al sistema resistente, rappresenta un'evoluzione nella protezione sismica delle strutture.

Un primo passo in questa direzione fu la costruzione, nel 1981, di un ponte sul fiume South Rangitikei in Nuova Zelanda, specificatamente progettato per oscillare alla base durante un evento sismico (Priestley, et al. 1996).

Nel 1993 Priestley e Tao proposero l'utilizzo di un telaio *moment-resisting* in cemento armato, con cavi di post-tensione parzialmente scorrevoli, come sistema resistente primario per le forze laterali nelle zone a rischio sismico. Basandosi su questo lavoro iniziale, MacRae e Priestley (1994) condussero esperimenti su collegamenti trave-colonna dotati di cavi post-tesi scorrevoli. La soluzione considerata inizialmente era un sistema *rocking* puramente giuntato, privo di dissipatori. Facendo affidamento sui promettenti risultati ottenuti da questi studi iniziali, fu presto sviluppato un altro

sistema che includeva l'impiego di barre d'acciaio dolce attraverso il giunto come dissipatori d'energia (Stone, et al., 1995; Stanton, et al., 1997). Questa soluzione tecnologica innovativa e la correlata filosofia di progettazione furono ampiamente studiate negli anni '90 nell'ambito del programma U.S.-PRESS (PREcast Seismic Structural System) coordinato dall'Università della California, San Diego (Priestley, et al., 1999). Il lavoro di ricerca sfociò nella costruzione di un edificio di 39 piani a San Francisco (Englekirk, 2002).

Uno dei primi grandi progetti di ricerca relativo all'applicazione del *rocking system* alle colonne da ponte fu realizzato da Mander e Cheng (1997), che studiarono la risposta sperimentale di elementi post-tesi a cavi scorrevoli. A seguito di questo lavoro, si sono moltiplicati gli studi analitici volti a considerare l'utilizzo di sistemi *rocking* per la costruzione di ponti e non più solamente per strutture intelaiate come era stato inizialmente (Kwan, et al. 2003; Sakai, et al. 2004; Palermo, et al. 2004; Herber, et al. 2006). Prove quasi-statiche (Palermo, et al., 2008) e su shake-table (Sakai, et al., 2006) hanno confermato i vantaggi delle colonne ibride rispetto a quelle convenzionali. Studi specifici sono stati svolti di recente con particolare enfasi sulla dissipazione energetica (Palermo, et al., 2007; Marriott, et al., 2008; Toranzo, et al., 2009).

Ulteriori ricerche sono state condotte presso UCSD (Tobolski, 2010) al fine di indagare la risposta laterale di una colonna da ponte prefabbricata a comportamento ibrido. Il prototipo di uno dei test è illustrato in Figura 2.4: la colonna consiste in due gusci in acciaio (*dual-shell*) che corrono lungo tutta l'altezza, con un calcestruzzo ad elevate prestazioni racchiuso fra i due gusci. Durante il test, raggiunta un'ampia apertura del giunto, la malta che sigillava l'interfaccia colonna-sovrastuttura si è frantumata a causa delle elevate deformazioni in compressione, provocando la perdita di una parte della forza di post-tensione e della capacità di ricentrimento.

L'esperimento curato da Tobolski ha mostrato come la malta di interfaccia rappresenti l'anello debole del giunto e dell'intero sistema. L'attività di ricerca attualmente in corso presso UCSD, in collaborazione con il Pacific Earthquake Engineering Center (PEER), ha come obiettivo il miglioramento delle prestazioni della colonna *dual-shell* a comportamento ibrido, focalizzando l'attenzione sui dettagli dei giunti e degli ancoraggi delle barre di post-tensione (Guerrini, et al., 2011).

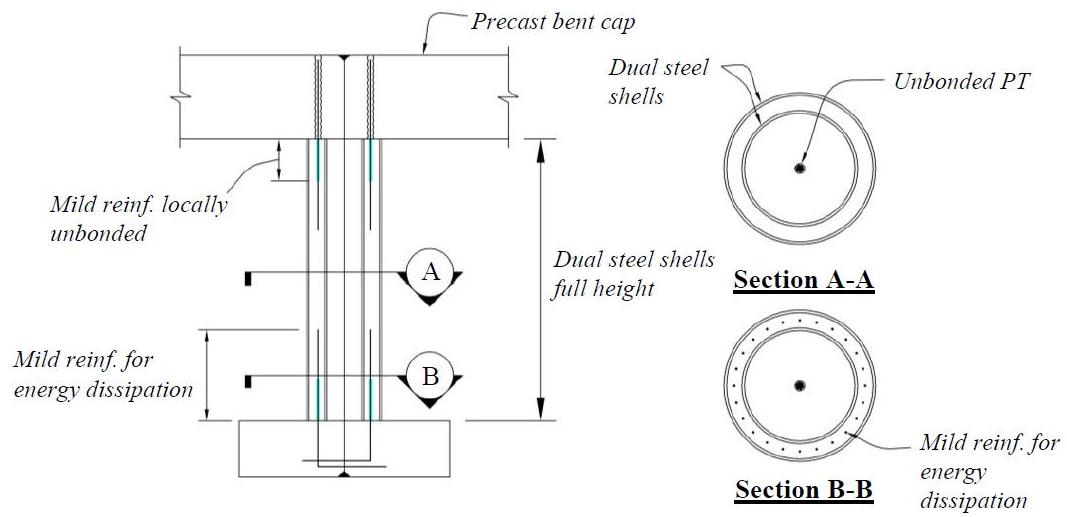


Fig. 2.4 – Colonna cilindrica prefabbricata con doppio guscio in acciaio (dual-shell), connessioni post-tese e dissipatori d'energia interni (Tobolski, 2010)

Capitolo 3

Descrizione del Test

Due colonne ricentranti ibride, in scala 1:2.4, sono state testate presso i Powell Laboratories della Università della California, San Diego. La prima includeva dissipatori d'energia esterni, la seconda dissipatori interni. I test condotti hanno lo scopo di validare le strategie presentate precedentemente, oltre quello di apportare migliorie adottando soluzioni costruttive che superino i difetti individuati nelle prove passate.

Il seguente capitolo illustra le fasi costruttive, i componenti, i materiali e gli strumenti impiegati e il protocollo di carico, con particolare riferimento alla prima unità di prova.

3.1 Configurazione della Prova

Il setup del test includeva, oltre la colonna stessa, i martinetti e l'attuatore tramite cui vengono applicate forze verticali e orizzontali, e la strumentazione necessaria a misurare deformazioni, spostamenti e rotazioni ovvero estensimetri, potenziometri e inclinometri.

3.1.1 Provini e loro costruzione

Entrambi i provini erano composti da:

- Colonna in calcestruzzo, gettato all'interno di due gusci in acciaio coassiali lunghi quanto l'altezza della colonna (*dual-shell column*).
- Fondazione (*footing*).
- Blocco di carico (*load stub*).
- 4 barre di post-tensione.
- Cuscinetti in gomma (*rubber pads*).
- Giunto di malta.
- 6 dissipatori d'energia isteretici, nel primo caso esterni e nel secondo interni.

come mostrato nelle figure 3.1 e 3.2.

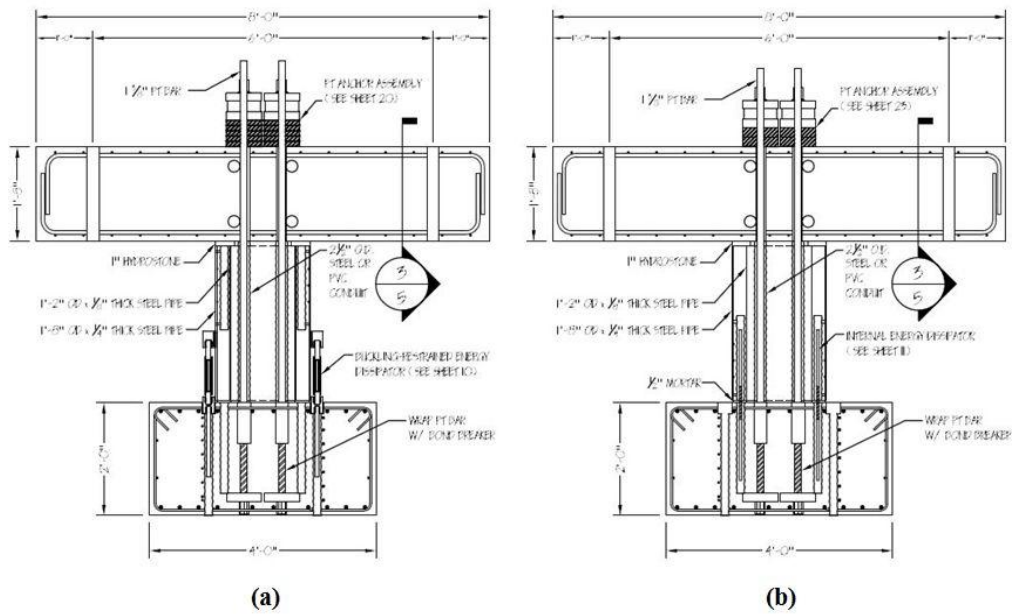


Fig. 3.1 – Disegni costruttivi dei provini: (a) Unità 1-A, con dissipatori isteretici esterni, (b) Unità 1-B, con dissipatori isteretici interni

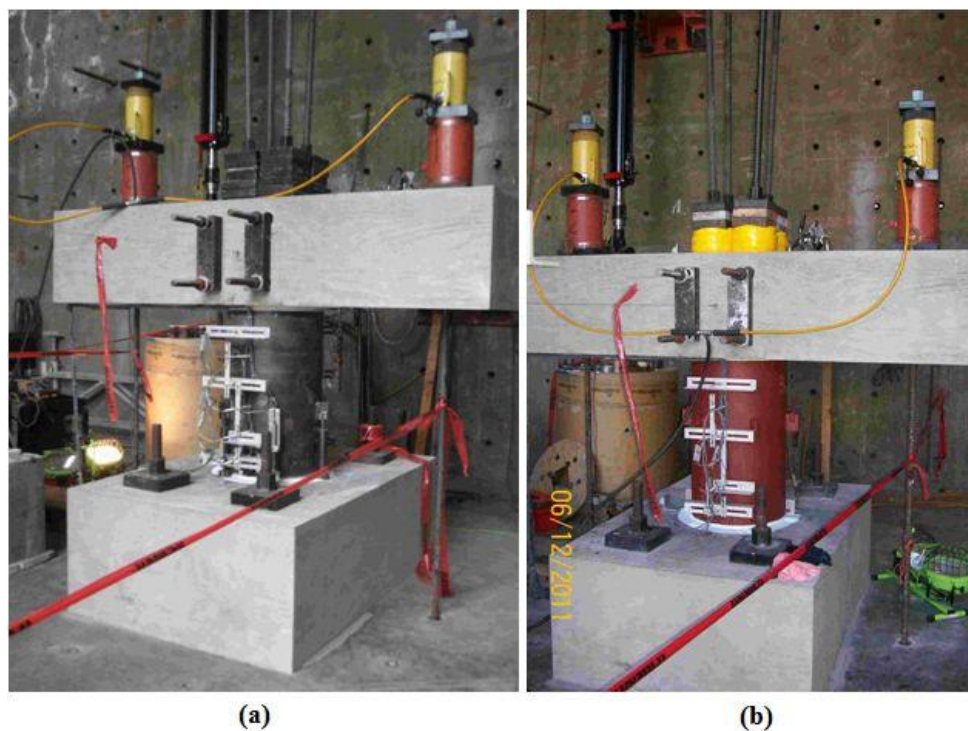


Fig. 3.2 - Provini: (a) Unità 1-A, con dissipatori isteretici esterni, (b) Unità 1-B, con dissipatori isteretici interni

Inizialmente, sono state realizzate le gabbie d'armatura per la fondazione e il blocco di carico, opportunamente dettagliate per l'ancoraggio delle barre di post-tensione, l'inserimento dei dissipatori, e il collegamento degli attuatori di carico e dei martinetti. Inoltre, è stato necessario centrare i due gusci cilindrici in acciaio, corrispondenti al diametro interno ed esterno della sezione a corona circolare della colonna, attraverso una tavola di legno appositamente sagomata (Fig. 3.3) al fine di mantenere il corretto posizionamento dei due gusci durante il getto. I due gusci costituivano casseforme a perdere per il calcestruzzo della colonna, e ne sostituivano la gabbia di armatura.

Successivamente, si è proceduto al getto di calcestruzzo nei tre elementi: fondazione, blocco di carico e colonna. Tali componenti, in un'applicazione reale futura, saranno elementi prefabbricati.

Una volta indurito il calcestruzzo e rimosse le casseforme sono state posizionate e fissate le barre di post-tensione alla fondazione e protette, per una lunghezza pari all'altezza della colonna, mediante guaine iniettate di malta (Fig. 3.4).

In seguito, si è provveduto a rendere scabre le superfici di contatto fra i tre elementi al fine di aumentare l'attrito nel giunto inferiore, tra la fondazione e la colonna, e in quello superiore, tra la colonna e il blocco di carico (Fig. 3.5).



Fig. 3.3 - Gusci cilindrici in acciaio tenuti in posizione mediante una tavola di legno appositamente intagliata, e dettaglio delle guaine metalliche per i dissipatori interni



Fig. 3.4 - *Guaine di protezione per le barre PT con malta iniettata all'interno*



(a)

(b)

Fig. 3.5 - *(a) Superficie irruvidita alla base della colonna, (b) Superficie della fondazione irruvidita in corrispondenza della sezione della colonna*

A compimento di ciò e protette le aperture, destinate al posizionamento dei dissipatori interni nella seconda prova, sulla fondazione è stata gettata la malta di tipo BASF Embeco 885 con aggregato metallico. Lo spessore del giunto di malta era pari a 1.3 cm ($\frac{1}{2}$ inch). La realizzazione di tale dettaglio costruttivo ha reso necessario l'impiego, ancora una volta, di una tavola di legno intagliata con il diametro esterno della colonna, poggiata su bastoncini in plastica di 1.3 cm ($\frac{1}{2}$ inch) di diametro che sostenevano la colonna durante l'indurimento della malta (Fig. 3.6). Gettata la malta e posizionata la colonna, sono stati assemblati i dissipatori esterni (Fig. 3.7) e posizionati gli estensimetri sulle barre di pretensione poste all'interno della cavità della colonna.



Fig. 3.6 - Dettaglio della realizzazione del giunto di malta fra colonna e fondazione

Trascorsa circa una settimana dal getto di malta, una volta maturata a sufficienza, si è proceduti con il completamento del giunto superiore di spessore pari a 2.54 cm (1 inch), utilizzando in questo caso dell'*hydrostone*, e al conseguente posizionamento del blocco di carico (Fig. 3.8).



Fig. 3.7 – *Assemblaggio dei dissipatori esterni*



Fig. 3.8 - (a) *Miscelazione dell'hydrostone e rifinitura della superficie esterna del giunto fra colonna e blocco di carico*



Fig. 3.8 - (b) *Giunto superiore e posizionamento del load stub mediante un'impalcatura temporanea*

L'*hydrostone* è un composto di gesso ed altri materiali prodotto negli Stati Uniti, considerevolmente più duro del regolare gesso usato in campo medico, che non è caratterizzato dal periodo allo stato plastico che consente al gesso d'essere direttamente lavorato. Le operazioni di rifinitura della superficie vanno svolte immediatamente poiché tale materiale comincia ad indurirsi dalla miscelazione dei componenti e in poche ore raggiunge la consistenza solida.

Nel passo successivo gli ancoraggi inferiori per i dissipatori esterni sono stati fissati alla fondazione mediante iniezione di malta in guaine appositamente predisposte, mentre quelli superiori si trovavano già saldati sul guscio esterno della colonna (Fig. 3.9). I dissipatori esterni sono poi stati saldati agli ancoraggi superiori ed inferiori.

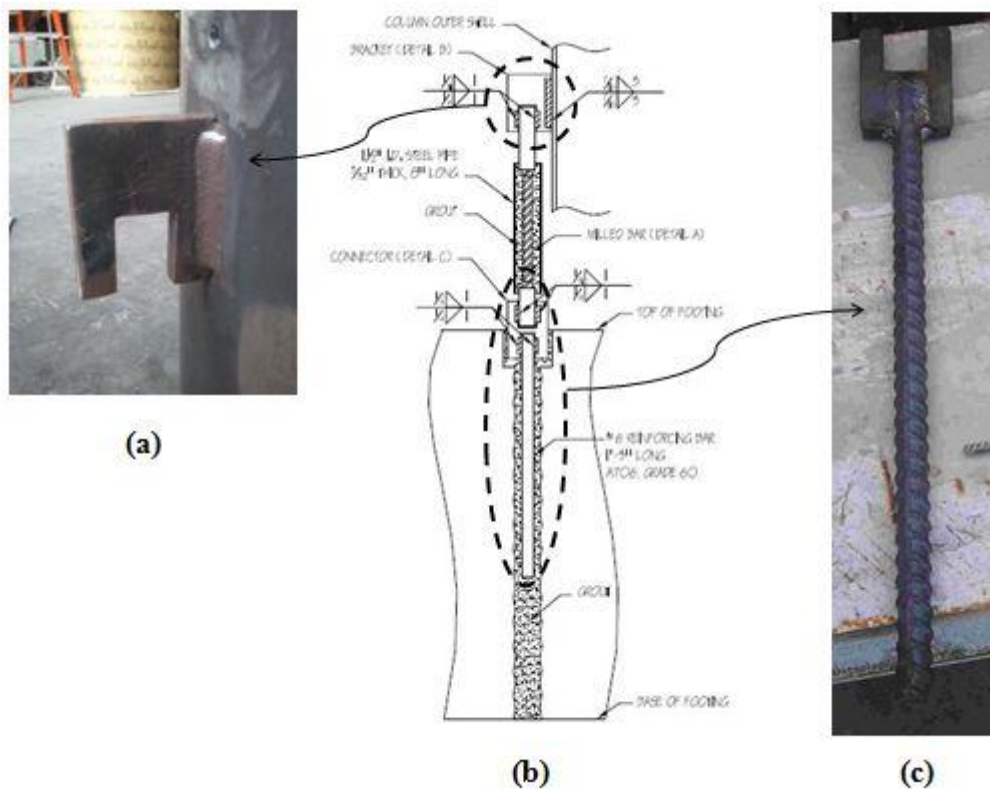


Fig. 3.9 - (a) Collegamento dei dissipatori esterni al guscio esterno, (b) Dettaglio costruttivo dei dissipatori esterni, (c) Ancoraggio dei dissipatori nella fondazione

Una volta saldati i dissipatori e in seguito applicata la forza di post-tensione, la costruzione del provino è terminata. Il completamento della strumentazione e l'esecuzione della prova sono state le fasi finali.

Allo stesso modo è stato realizzato il secondo provino, con le seguenti uniche differenze:

- dissipatori interni anziché esterni;
- malta fibrorinforzata con l'aggiunta di fibre di polipropilene;
- cuscinetti in poliuretano anziché in gomma, all'ancoraggio superiore delle barre di post-tensione.

La colonna, la fondazione, e il blocco di carico sono stati realizzati per essere utilizzati in entrambe le prove: disassemblata la prima unità, è stato sufficiente capovolgere la colonna e riassemble il tutto, poiché trattandosi di una mensola la sola estremità alla base era criticamente sollecitata. Vengono descritte di seguito le varie componenti in dettaglio.

3.1.1.1 Fondazione o *footing*

Per il getto della fondazione è stato utilizzato un calcestruzzo ad elevate resistenza e lavorabilità, senza particolari caratteristiche riguardanti il peso. La resistenza cilindrica a compressione specificata era di 62.1 MPa (9.0 ksi), mentre quelle misurate a 28 giorni e 49 giorni (giorno del test) erano rispettivamente di 65.5 MPa (9.5 ksi) e 70.2 MPa (10.2 ksi). La resistenza a compressione è stata ottenuta come valore medio delle misure effettuate su tre provini cilindrici sia a 28 giorni che a 49 giorni; i singoli valori sono presentati nella Tavola A.1 dell'Appendice A.

La fondazione consisteva in una trave in cemento armato lunga 1.83 m (6 ft), alta 0.61 m (2 ft) e larga 1.22 m (4 ft). L'armatura longitudinale era costituita da 10 barre #6 (19 mm di diametro) piegate ad "U" posizionate all'intradosso e all'estradosso, quella trasversale era composta da 10 staffe #3 (9.5 mm di diametro) a 4 braccia, quella di pelle lungo le facce laterali comprendeva 2 barre #3 per ciascuna faccia. Tutte le barre di armatura nella fondazione erano di acciaio Grade 60 (tensione di snervamento pari a 420 MPa) conformi con le specifiche ASTM A615. I dettagli costruttivi sono mostrati in figura 3.10.

Oltre alle armature nella fondazione, prima del getto, è stato necessario posizionare guaine metalliche per l'inserimento successivo dei dissipatori, un'armatura a spirale attorno alle guaine per confinare il calcestruzzo in prossimità dell'ancoraggio dei dissipatori, e il sistema per l'ancoraggio delle barre di post-tensione (Fig. 3.11).

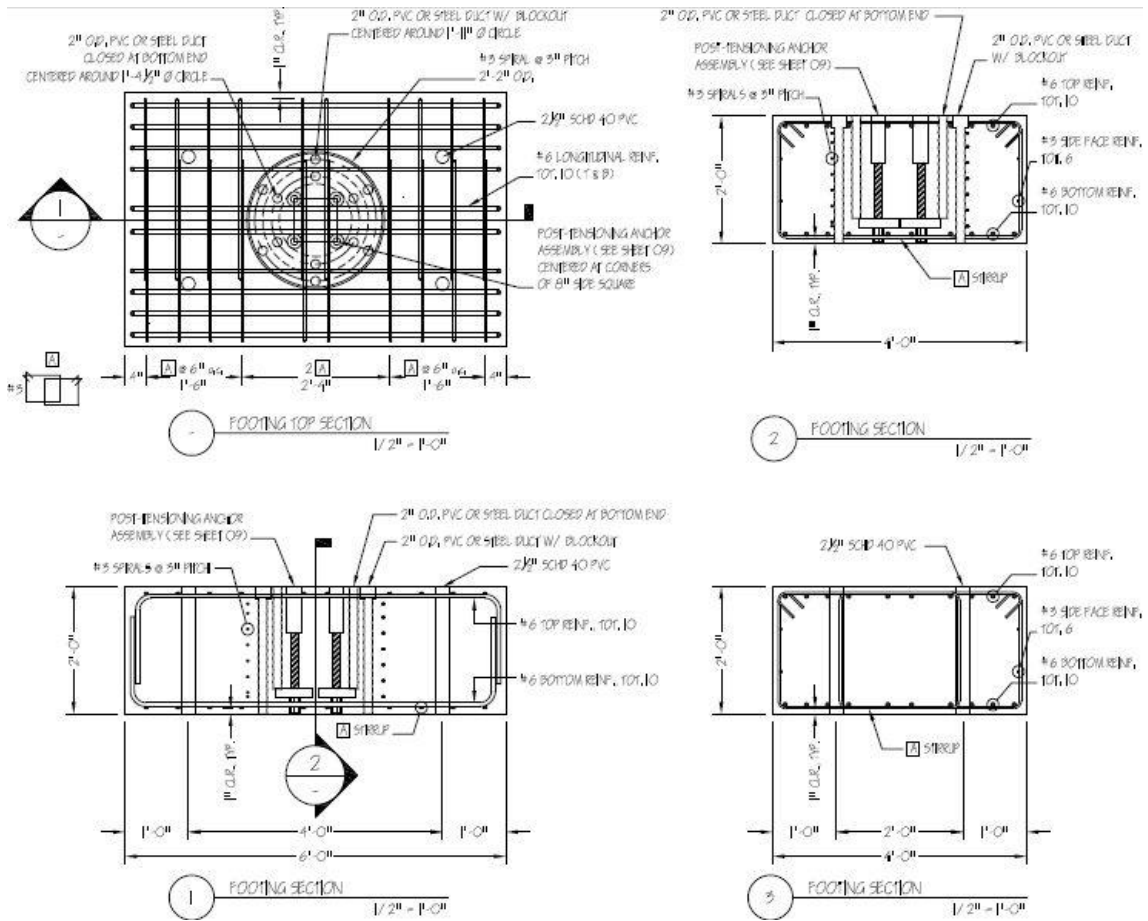


Fig. 3.10 - Disegni costruttivi e realizzazione della fondazione

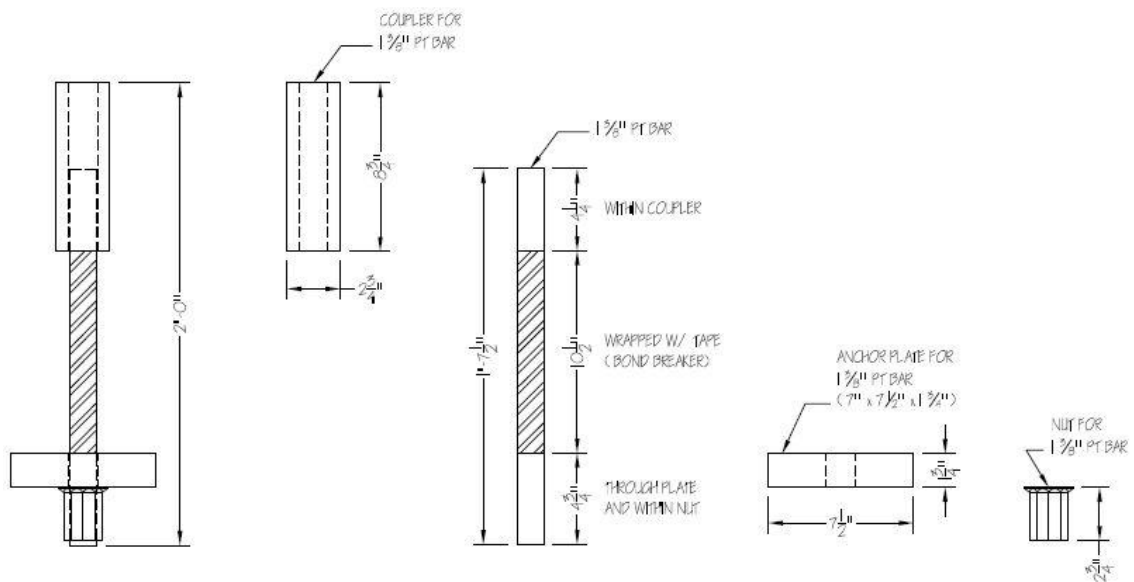


Fig. 3.11 – *Disegni costruttivi e realizzazione del sistema di ancoraggio per le barre di post-tensione*

3.1.1.2 Colonna

La colonna, lunga 84 cm (33 inch), aveva una sezione a corona circolare il cui diametro interno era di 36 cm (14 inch) mentre quello esterno era di 51 cm (20 inch). La colonna era costituita da due cilindri concentrici in acciaio (*dual-shell column*) lunghi quanto tutta l'altezza, con il calcestruzzo gettato in mezzo. Il calcestruzzo proveniva dallo stesso getto di quello della fondazione, pertanto ne possedeva le stesse caratteristiche fisico-meccaniche.

Il guscio esterno, di spessore pari a 6.4 mm (1/4 inch), agiva come cassaforma permanente, e sostituiva l'armatura longitudinale e trasversale. Quello interno, di spessore pari a 3.2 mm (1/8 inch) fungeva allo stesso modo da cassaforma permanente e serviva a prevenire l'implosione del calcestruzzo in caso di sforzi di compressione elevati. Entrambi i gusci sono stati ottenuti piegando e sigillando mediante saldatura piatti di acciaio Grade 50 (tensione di snervamento pari a 345 MPa) conforme con le specifiche ASTM A572.

L'eliminazione della gabbia d'armatura, l'utilizzo di casseforme a perdere e la possibilità di prefabbricare la colonna sono le caratteristiche principali che rendono questa soluzione compatibile con le necessità del programma ABC della Federal Highway Administration americana.

Come precedentemente accennato, la colonna è stata impiegata in entrambe le prove poiché dotata di guaine metalliche per il posizionamento dei dissipatori interni ad un'estremità, e di agganci saldati al guscio esterno per i dissipatori esterni all'altra. Ciascuna saldatura, in conformità con le specifiche AWS D1.1 Structural Welding Code-Steel Table 3.1, è stata realizzata con un elettrodo E70 (resistenza pari a 480 MPa), ed è stata proporzionata per resistere la forza ultima di rottura del dissipatore.

I dettagli della colonna sono mostrati in figura 3.12.

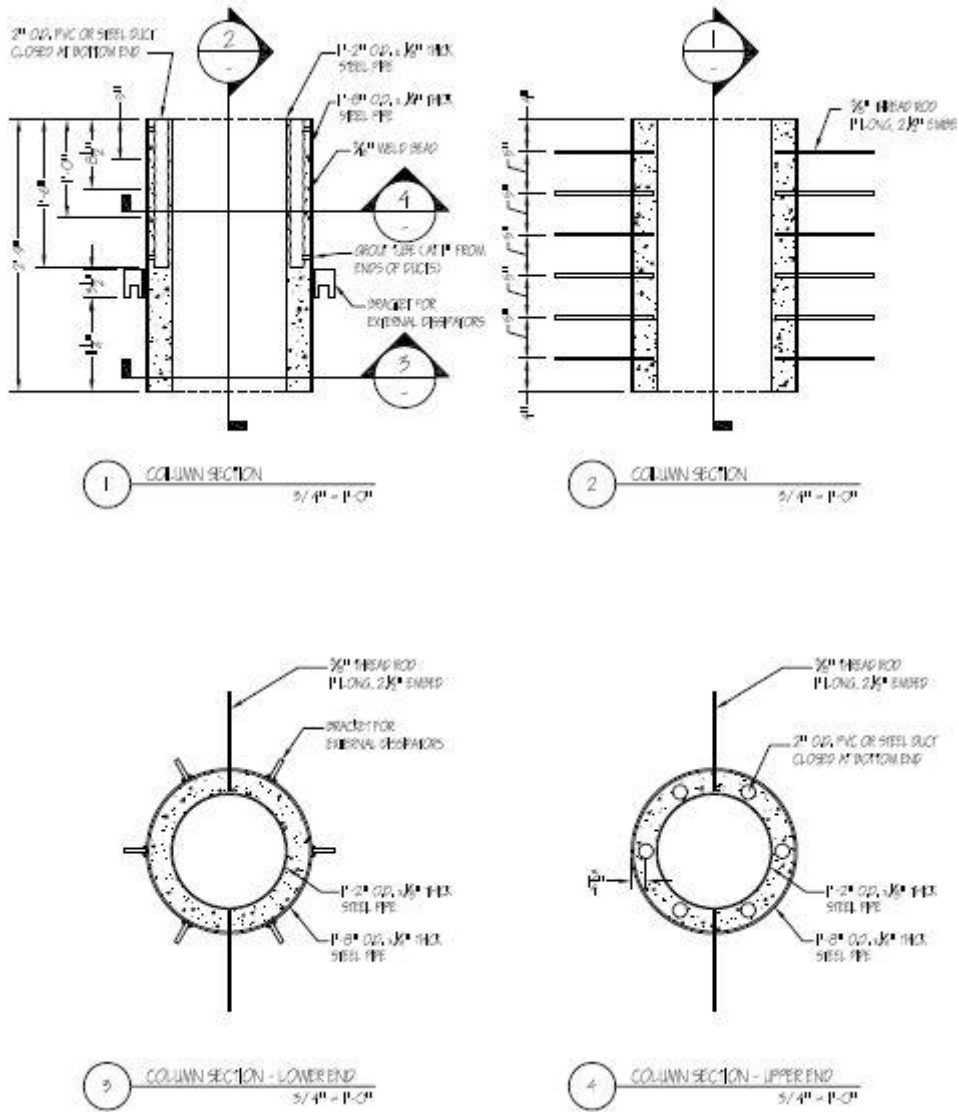


Fig. 3.12 - Disegni costruttivi e realizzazione della colonna

3.1.1.3 Blocco di carico o *load stub*

Il blocco posto in sommità per l'applicazione dei carichi era una trave lunga 240 cm (96 inch), alta 50 cm (20 inch) e larga 80 cm (30 inch). Il calcestruzzo proveniva dallo stesso getto di quello della fondazione e della colonna, pertanto ne possedeva le stesse caratteristiche fisico-meccaniche..

L'armatura longitudinale era composta da 4 ferri #6 (19 mm di diametro) piegati ad "U", all'intradosso e all'estradosso. L'armatura trasversale consisteva in 16 staffe #3 (9.5 mm-diametro) a due braccia, con passo 15 cm (6 inch). Inoltre, nella gabbia del *load stub* sono stati posizionati tubi verticali per il passaggio delle barre di post-tensione e di quelle usate per l'applicazione delle forze equivalenti alla gravità (applicate da martinetti), e tubi orizzontali per l'aggancio dell'attuatore.

I dettagli sono illustrati nelle figure 3.13 e 3.14.

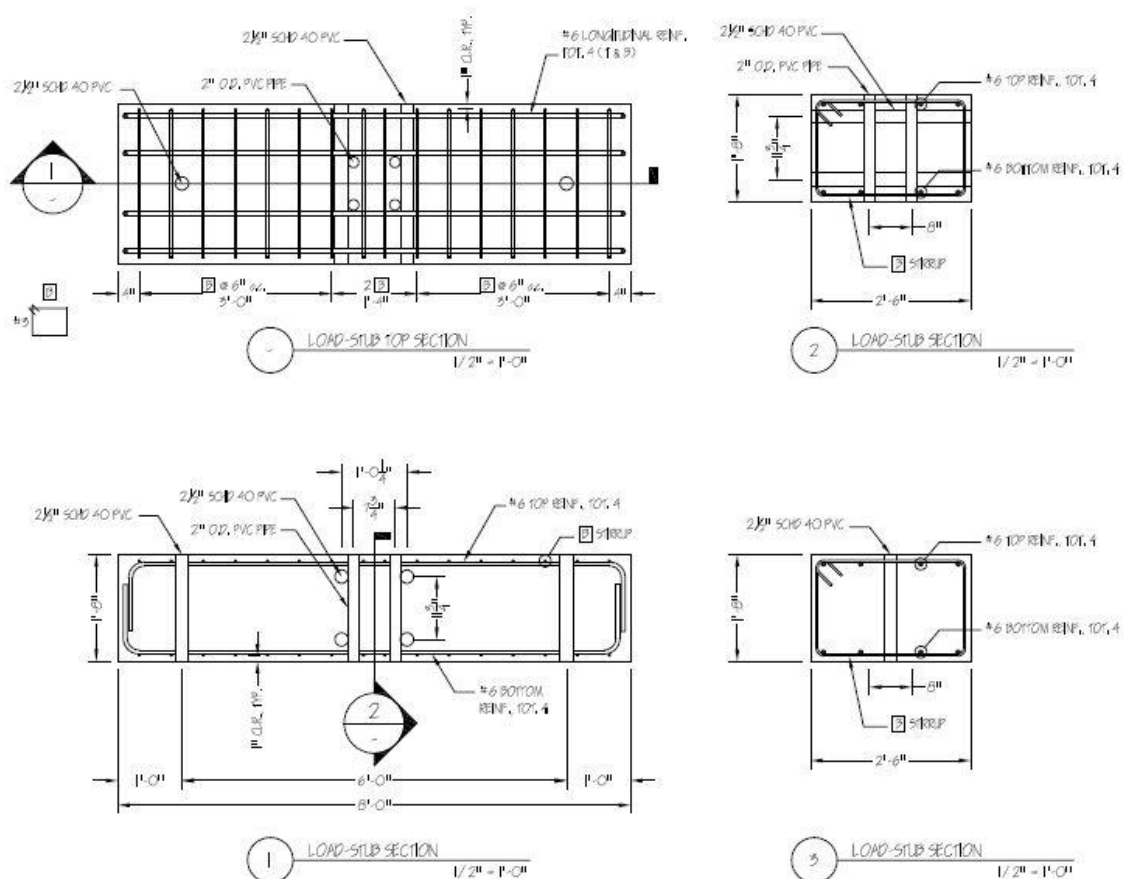


Fig. 3.13 - Disegni costruttivi del blocco di carico



Fig. 3.14 – *Realizzazione del blocco di carico*

3.1.1.4 Barre di post-tensione

La forza di post-tensione, complessivamente pari a 801 kN (180 kips), è stata applicata al sistema mediante 4 barre di tipo *DSI Threadbar*, poste al centro della sezione della colonna, lunghe 2.87 m (113 inch) e con un diametro di 36 mm (1.375 inch). L'acciaio di cui erano costituite le barre è conforme allo standard ASTM A722 Grade 150 (tensione di snervamento pari a 1034 MPa).

Le barre erano ancorate nella fondazione tramite i dispositivi mostrati in figura 3.11. La distinta delle barre di post-tensione in figura 3.15 include il segmento di barra facente parte dell'ancoraggio, lungo 0.5 m (19.5 inch).

Per simulare una reale applicazione sul campo, le barre di post-tensione sono state protette, per tutta la lunghezza della colonna, con guaine metalliche iniettate di malta BASF Embeco 885 fluida.

Nella figura 3.16 è illustrata l'operazione di tesatura delle barre.



*** DSI THREADBAR ***

ASTM	GRADE	BAR SIZE	A	B	C	QTY
A722	150	1 3/8"	9'-5"	-	-	8
A722	150	1 3/8"	1'-7 1/2"	-	-	4

Fig. 3.15 – Distinta delle barre di post-tensione (DSI Threadbar)



Fig. 3.16 – Applicazione delle forze di post-tensione

3.1.1.5 Cuscinetti in gomma o *rubber pads*

Per mantenere inalterata la capacità di ricentrimento, è necessario che l'aumento delle deformazioni di trazione sulle barre di post-tensione, dovuto all'apertura del giunto alla base, non porti a snervamento le barre. Diversamente, ne conseguirebbe una perdita di post-tensione che potrebbe compromettere la funzionalità del sistema *rocking*.

Per questo motivo, all'ancoraggio superiore di ciascuna barra sono state posizionate pile di 5 cuscinetti in gomma alternati da 6 piatti in acciaio, fra il piatto di contrasto e la sommità del blocco di carico (fig. 3.17). I cuscinetti e i piatti avevano un

foro al centro per permette il passaggio della barra. L'aumento della deformazione di trazione sulla barra veniva così parzialmente sostituito dalla compressione dei cuscinetti, che agivano come molle in serie rispetto alla barra, prevenendone lo snervamento.

I cuscinetti avevano forma quadrata con lato di 19 cm (7.5 inch) e spessore di 2.5 cm (1 inch). I piatti d'acciaio interposti, sempre quadrati, avevano lato di 20 cm (7.75 inch) e spessore di 3.2 mm (1/8 inch). Cuscinetti di gomma e piatti in acciaio sono stati incollati assieme mediante una resina epossidica, per limitare l'espansione laterale dei cuscinetti sotto compressione (metodo che si è poi rivelato non efficace). Questo materiale ha elevate prestazioni adesive e sigillanti ed è caratterizzato da una lunga vita utile.

Dettagli relativi all'apparato di ancoraggio sono illustrati in figura 3.17.

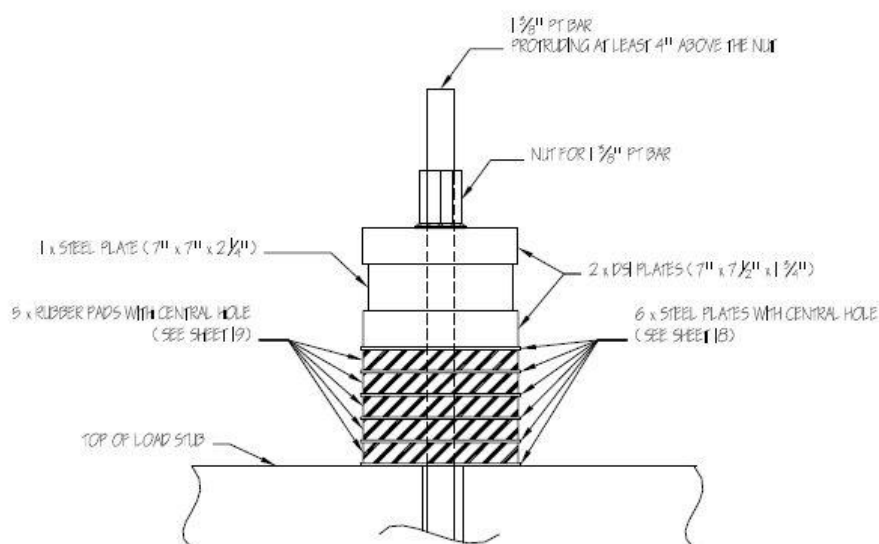


Fig. 3.17 – (a) *Disegno costruttivo dell'ancoraggio superiore delle barre di post-tensione*



Fig. 3.17 – (b) Pila di cuscinetti in gomma e piatti in acciaio incollati con resina epossidica

3.1.1.6 Giunto di malta

Considerando la natura prefabbricata della colonna *dual-shell*, e possibilmente degli altri elementi della struttura in cui essa può essere collocata, si pone il problema delle tolleranze costruttive al momento dell'assemblaggio. Per ovviare a imprecisioni nella costruzione e posizionamento dei componenti è necessario lasciare dello spazio nei giunti fra essi, da riempirsi poi con malta durante o dopo l'assemblaggio. Nel caso specifico, lo spessore del giunto di malta era pari a 1.3 cm ($\frac{1}{2}$ inch).

La malta del giunto è stata miscelata con una bassa percentuale d'acqua, per ottenere una consistenza molto densa. Si è scelto di usare il mix BASF Embeco 885: si tratta di una malta cementizia ad aggregati metallici caratterizzata da un esteso tempo di lavoro; da un indurimento libero da fenomeni di segregazione e di ritiro; da un'elevata qualità e da un buon assortimento di aggregati metallici e di quarzo che forniscono un'elevata resistenza anche agli impatti e la rendono adatta a carichi dinamici o ciclici. L'utilizzo di una malta speciale, contenente aggregati metallici, si è reso necessario di fronte al problema della perdita di post-tensione, verificatosi in precedenza a causa della frantumazione della malta nell'interfaccia colonna-fondazione o colonna-blocco di carico. Inoltre, il diametro esterno del giunto di malta è stato ridotto rispetto a quello del guscio esterno in modo da evitare, durante il movimento oscillatorio, il contatto fra malta e guscio in acciaio, possibile origine di danno per la malta stessa.



Fig. 3.18 – *Malta utilizzata per l'iniezione di guaine e dissipatori esterni, e per il giunto colonna-fondazione (BASF Embeco 885)*

3.1.1.7 Dissipatori d'energia esterni

I sei dissipatori esterni sono stati assemblati in laboratorio. La parte del dispositivo destinata a snervarsi e a dissipare energia è la porzione a sezione ridotta della barra d'acciaio interna (Fig. 3.19). Barre d'acciaio A576 Grade 1081 formate a caldo (tensione di snervamento pari a 290 MPa) dal diametro di 25 mm (1 inch) sono state impiegate. Ogni barra era lunga complessivamente 34 cm (13.5 inch), mentre la parte lavorante al centro era lunga 16.5 cm (6.5 inch) ed aveva una sezione ridotta con diametro di 15 mm (9/16 inch).

Le barre così lavorate sono state inserite, per una lunghezza poco maggiore della parte a diametro ridotto, in tubi d'acciaio riempiti di malta (BASF Embeco 885, fluida) al fine di prevenire fenomeni di instabilità della porzione lavorante centrale. Ciò è stato fatto posizionando le barre in una trave di legno appositamente forata per poterle fissare, cospargendo di grasso la parte centrale per prevenire l'attrito con la malta durante la deformazione, posando i tubi d'acciaio e infine gettando la malta all'interno (Fig. 3.20).

Un altro dettaglio delicato riguardava il possibile ostacolo costituito dalla malta durante la fase di compressione del dispositivo. La parte di raccordo fra i segmenti esterni e la porzione lavorante della barra è stata così rivestita con adesivo gommato, al fine di ridurre l'interazione barra-malta in fase di compressione e favorire l'accorciamento della barra.

Come già mostrato in figura 3.9, le estremità superiori dei dissipatori esterni sono state saldate a piattini sagomati, a loro volta saldati al guscio esterno della colonna. Invece le estremità inferiori sono state saldate a piattini sagomati, saldati a loro volta a barre rese solidali con la fondazione mediante iniezioni di malta (BASF Embeco 885, fluida). L'acciaio delle barre di ancoraggio, illustrate in fig. 3.9c, era conforme ai requisiti ASTM A706 Grade 60 (tensione di snervamento pari a 420 MPa), mentre quello dei piattini sagomati era conforme alle specifiche ASTM A572 Grade 50 (tensione di snervamento pari a 345 MPa). Ciascuna saldatura, in conformità con le specifiche AWS D1.1 Structural Welding Code-Steel Table 3.1, è stata realizzata con un elettrodo E70 (resistenza pari a 480 MPa), ed è stata proporzionata per resistere la forza ultima di frattura del dissipatore.

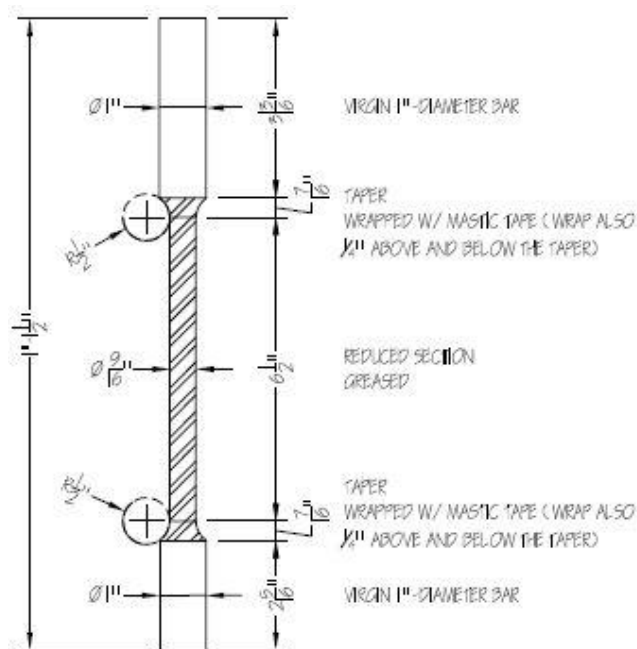


Fig. 3.19 - Disegno costruttivo per le barre dei dissipatori d'energia esterni



Fig. 3.20 – *Realizzazione dei dissipatori esterni*

3.2 Proprietà dei materiali

Test sono stati effettuati al fine di misurare le proprietà meccaniche dei singoli materiali utilizzati nella costruzione del campione e degli elementi che lo costituiscono.

3.2.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche di resistenza di un calcestruzzo sono individuate mediante prove di schiacciamento di provini cilindrici prelevati al momento del getto: la forza massima misurata alla pressa, divisa per l'area della sezione del provino, fornisce il valore della tensione di rottura (Fig. 3.21). Secondo gli standard ASTM, i provini cilindrici devono essere alti 30.5 cm (12 inch) e avere un diametro di 15.2 cm (6 inch). Sono stati schiacciati tre cilindri a 28 giorni e altri tre a 49 giorni (giorno del test); il valor medio dei risultati ottenuti sui tre provini di ogni set sono riportati in tabella 3.1. I valori misurati risultano leggermente superiori rispetto alla resistenza specificata a 28 giorni, f'_c , pari a 62 MPa (9 ksi)

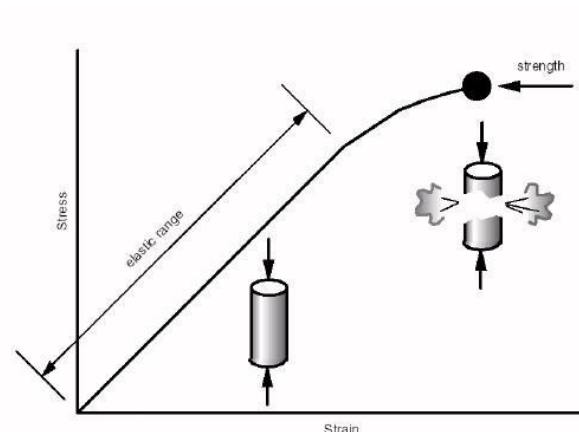


Fig. 3.21 – *Tipico andamento della legge sforzo-deformazione per un calcestruzzo*

	(MPa)	(ksi)
$f'_{c,28}$	65.5	9.5
$f'_{c,49}$	70.2	10.2

Tab. 3.1 – *Valori medi di resistenza cilindrica del calcestruzzo a 28 e 49 giorni*

Basandosi sul modello costitutivo proposto da Mander (Mander, et al., 1988), il rapporto tra il valore della resistenza a compressione considerando il confinamento provvisto dal guscio esterno, e quello ottenuto da provini cilindrici non confinati, è stato preso pari a 1.87. Il modulo elastico secante a $0.45f'_c$ e' stato stimato, per entrambi i casi, pari a 33577 MPa (4870 ksi) come suggerito dalle norme dell'American Concrete Institute (ACI, 2008).

Prima di gettare il calcestruzzo nelle apposite casseforme e di confezionare i provini, è stata eseguita la tradizionale prova del cono di Abrams (Fig 3.22) per misurare la consistenza e la lavorabilità del calcestruzzo fresco. Una forma in metallo tronco-conica, alta 30.5 cm (12 inch) avente diametro alla base di 20.3 cm (8 inch) e in sommità di 10.2 cm (4 inch), è stata riempita un terzo alla volta con l'impasto, assestando ogni terzo con 25 colpi di tondino in acciaio #5 lungo 61 cm (24 inch). Quindi la superficie del calcestruzzo e' stata rasata pari al cono e, prendendo questo per

i manici, lo si è sollevato. Il calcestruzzo può assumere varie configurazioni, a seconda del grado di consistenza; con apposita asta graduata si procede a misurare l'abbassamento o *slump*, che in questo caso è risultato essere 22 cm (8.5 inch). Un valore di slump pari o superiore a 20 cm era qui desiderato, dato il piccolo spessore della colonna e la necessità di un calcestruzzo molto lavorabile.

- 1** To obtain a representative sample, take samples from two or more regular intervals throughout the discharge of the mixer or truck. DO NOT take samples at the beginning or the end of the discharge.
- 2** Dampen inside of cone and place it on a smooth, moist, non-absorbent, level surface large enough to accommodate both the slumped concrete and the slump cone. Stand or, foot pieces throughout the test procedure to hold the cone firmly in place.
- 3** Fill cone 1/3 full by volume and rod 25 times with 5/8-inch-diameter x 24-inch-long hemispherical tip steel tamping rod. (This is a specification requirement which will produce non-standard results unless followed exactly.) Distribute rodding evenly over the entire cross section of the sample.
- 4** Fill cone 2/3 full by volume. Rod this layer 25 times with rod penetrating into, but not through first layer. Distribute rodding evenly over the entire cross section of the layer.
- 5** Fill cone to overflowing. Rod this layer 25 times with rod penetrating into but not through, second layer. Distribute rodding evenly over the entire cross section of this layer.
- 6** Remove the excess concrete from the top of the cone, using tamping rod as a screed. Clean overflow from base of cone.
- 7** Immediately lift cone vertically with slow, even motion. Do not jar the concrete or tilt the cone during this process. Invert the withdrawn cone, and place next to, but not touching the slumped concrete. (Perform in 5-10 seconds with no lateral or torsional motion.)
- 8** Lay a straight edge across the top of the slump cone. Measure the amount of slump in inches from the bottom of the straight edge to the top of the slumped concrete at a point over the original center of the base. The slump operation shall be completed in a maximum elapsed time of 2 1/2 minutes. Discard concrete. DO NOT use in any other tests.



Fig. 3.22 – Prova del cono di Abrams (*slump test*)

3.2.2 Malta del giunto

La malta del giunto alla base della colonna è stata realizzata con un composto prodotto dalla Compagnia Chimica BASF, Embeco 885: si tratta di una malta a base cementizia con aggregati metallici. Questo materiale è caratterizzato; da un tempo di lavoro esteso; da un indurimento libero da fenomeni di segregazione e di ritiro; da un'elevata qualità e da un buon assortimento di aggregati metallici e di quarzo che forniscono un'elevata resistenza anche agli impatti e la rendono adatta a carichi dinamici o ciclici. Il prodotto Embeco 885 soddisfa i requisiti dell'ASTM C1107 e quelli dello US Army Corp of Engineers CRDC621. La malta è stata confezionata con una bassa percentuale di acqua, per ottenere una consistenza densa (5 volumi di preparato per ogni volume d'acqua).

Anche dal getto di malta sono stati prelevati e testati provini cilindrici, aventi altezza di 10 cm (4 inch) e diametro di 5 cm (2 inch). Tre provini sono stati testati a 21 giorni, tre a 23 giorni e tre a 29 giorni; i valori forniti in tabella 3.2 sono le medie dei tre risultati di ogni set. La resistenza misurata è apparsa piuttosto inferiore rispetto a quella suggerita dal produttore, che forniva una f'_c pari a 48 MPa (7 ksi) già a tre giorni e 76 MPa (11 ksi) a 28 giorni.

3.2.3 Malta fluida

La malta per il riempimento dei dissipatori esterni e delle guaine attorno alle barre di post-tensione, e per l'ancoraggio dei dissipatori esterni alla fondazione, è stata ottenuta dallo stesso mix usato per la malta del giunto (BASF Embeco 885) ma con una percentuale di acqua superiore (4.2 litri per un sacco da 25 kg), così da ottenere un'elevata fluidità che permette un collocamento semplificato e l'autoconsolidamento. Era necessaria una malta piuttosto fluida, e non densa come per il giunto, poiché doveva essere iniettata all'interno di guaine.

La resistenza a compressione riportata in tabella 3.3, come nel caso precedente, è la media ricavata dalle prove su tre provini cilindrici di diametro 5 cm (2 inch) e altezza 10 cm (4 inch). Il valore misurato risulta più basso di quello specificato dal produttore, che forniva una f'_c pari a 48 MPa (8 ksi) a 7 giorni e 62 MPa (9 ksi) a 28 giorni.

	(MPa)	(ksi)
$f'_{c,21}$	65.5	9.5
$f'_{c,23}$	70.2	10.2
$f'_{c,29}$	46.4	6.7

Tab. 3.2 – Valori medi di resistenza cilindrica della malta densa del giunto a 21, 23 e 29 giorni

	(MPa)	(ksi)
$f'_{c,18}$	47	6.8

Tab. 3.3 - Valore medio di resistenza cilindrica della malta fluida per iniezioni a 18 giorni

3.2.4 Cuscinetti in gomma

I cuscinetti in gomma SA-47 (Fig. 3.36), prodotti da Fabreeka International, sono realizzati in gomma plastificata ricavata dalla miscela di composti di gomma riciclata e fibre sintetiche di rinforzo. La struttura ROF (*random oriented fiber*, o fibre orientate casualmente), che caratterizza questo materiale, conferisce una maggiore resistenza a compressione, rigidità e resistenza a trazione se comparato con materiali non rinforzati anche nuovi di fabbrica.

Il dimensionamento è stato inizialmente basato sulla rigidità ricavata da documenti tecnici forniti da Fabreeka, poi è stato raffinato sulla base di prove di compressione ciclica su due cuscinetti. Il modulo elastico misurato sotto carico ciclico è risultato pari a circa 530 MPa (77 ksi). La prova ha anche evidenziato che questo materiale è molto suscettibile a deformazioni di *creep* differite nel tempo, e quindi alla velocità di applicazione del carico.

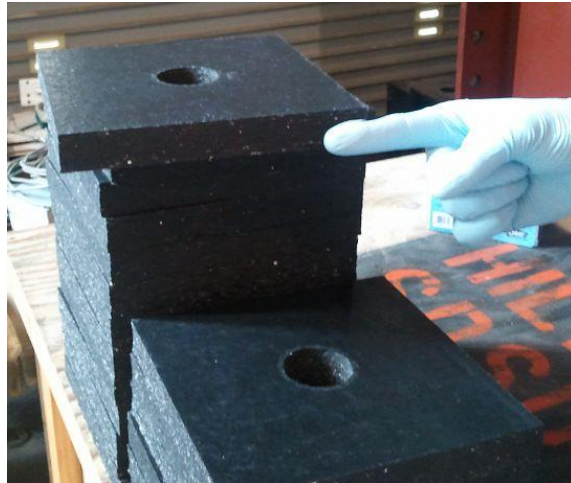


Fig. 3.36 – *Cuscinetti in gomma*

3.2.5 Acciaio dei dissipatori d'energia esterni

L'acciaio dei dissipatori, come già anticipato, è un Grade 60 (tensione di snervamento pari a 420 MPa) conforme ai requisiti ASTM Designation A576. Un test di trazione è stato effettuato su una barra di diametro 25.4 mm (1 inch): la tensione di snervamento e quella ultima sono mostrate in tabella 3.4, insieme ai valori del modulo elastico E_s , della deformazione di snervamento ϵ_y e della deformazione ultima ϵ_u .

La curva sforzo-deformazione (Fig. 3.37) è stata ottenuta registrando l'allungamento mediante un estensimetro, e dividendo la forza misurata dalla pressa per l'area della sezione della barra.

f_y		f_u		E		ϵ_y	ϵ_u
(MPa)	(ksi)	(MPa)	(ksi)	(MPa)	(ksi)	(%)	(%)
331	48	490	71	220632	32000	0.15	24

Tab. 3.4 – *Proprietà meccaniche dell'acciaio dei dissipatori d'energia esterni*

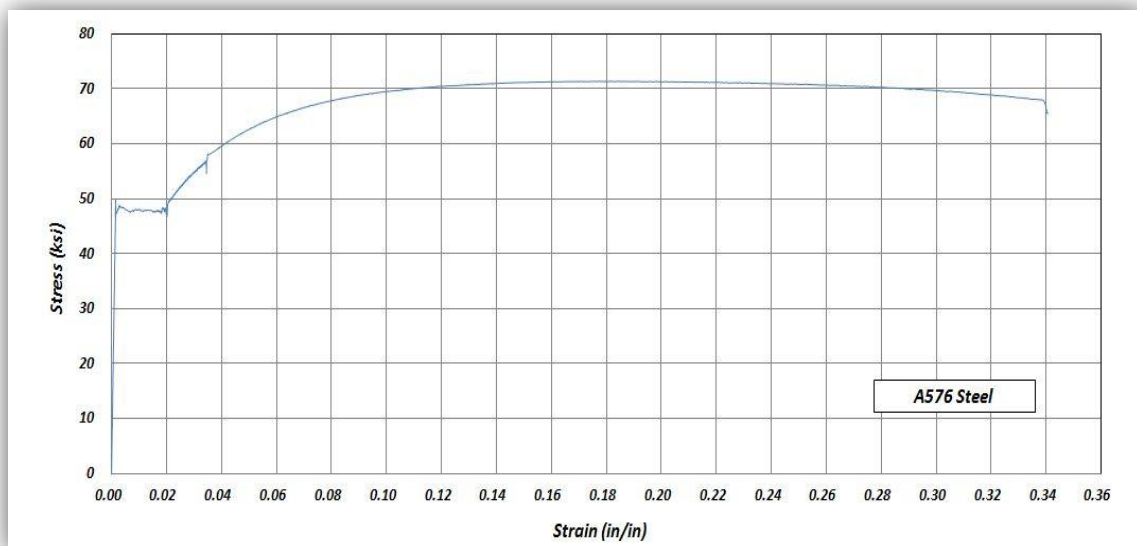


Fig. 3.37 – *Legame sforzo-deformazione dell'acciaio dei dissipatori*

3.3 Strumentazione

La colonna è stata monitorata durante l'esperimento con estensimetri, potenziometri, inclinometri e celle di carico per la misura di deformazioni, spostamenti, rotazioni e forze. Il carico verticale è stato applicato mediante martinetti, mentre quello laterale da un attuatore.

3.3.1 Estensimetri

Un estensimetro o *strain gauge* (Fig. 3.38) è un dispositivo che misura una variazione di corrente elettrica traducendola in una deformazione. Si tratta di particolari trasduttori che si basano sull'effetto piezoresistivo, ossia la proprietà dei materiali di variare la propria resistenza elettrica con la deformazione. Con il termine trasduttori si è soliti indicare quei componenti che trasformano un segnale d'ingresso da misurare, nel nostro caso una deformazione, in un segnale elettrico. Questa trasformazione è in genere conveniente in quanto le grandezze elettriche sono molto più comode da maneggiare, sia per quanto concerne la loro amplificazione che per quanto riguarda la loro misura.

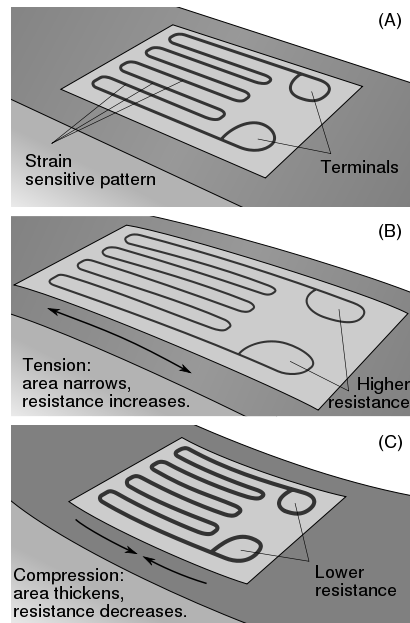


Fig. 3.38 - Estensimetro

Nell'esperimento sono stati utilizzati estensimetri da 5 mm. Due estensimetri sono stati applicati verticalmente sulle barre di post-tensione a nord-est e su quella a sud-ovest, come illustrato nelle figure 3.39, e 3.40 per monitorarne lo stato di deformazione.

Una coppia di estensimetri è stata applicata anche ai dissipatori esterni diametralmente opposti di nord-ovest e sud-est, sulla porzione di barra a sezione non ridotta destinata a non snervarsi: lo scopo di questi sensori era di ricavare la forza assiale sui dissipatori, mediante relazioni di elasticità. Il dettaglio della strumentazione dei due dissipatori è mostrato nelle figure 3.41 e 3.42.

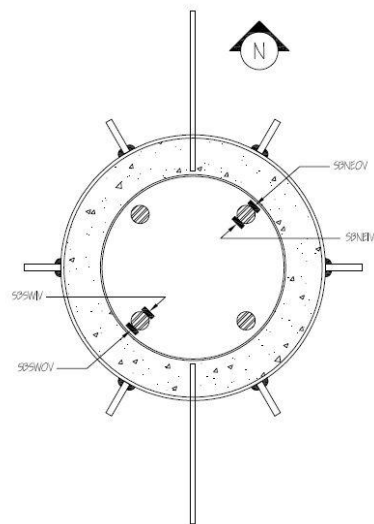


Fig. 3.39 – *Disegni costruttivi degli estensimetri sulle barre di post-tensione*



Fig. 3.40 – *Estensimetri sulle barre di post-tensione*

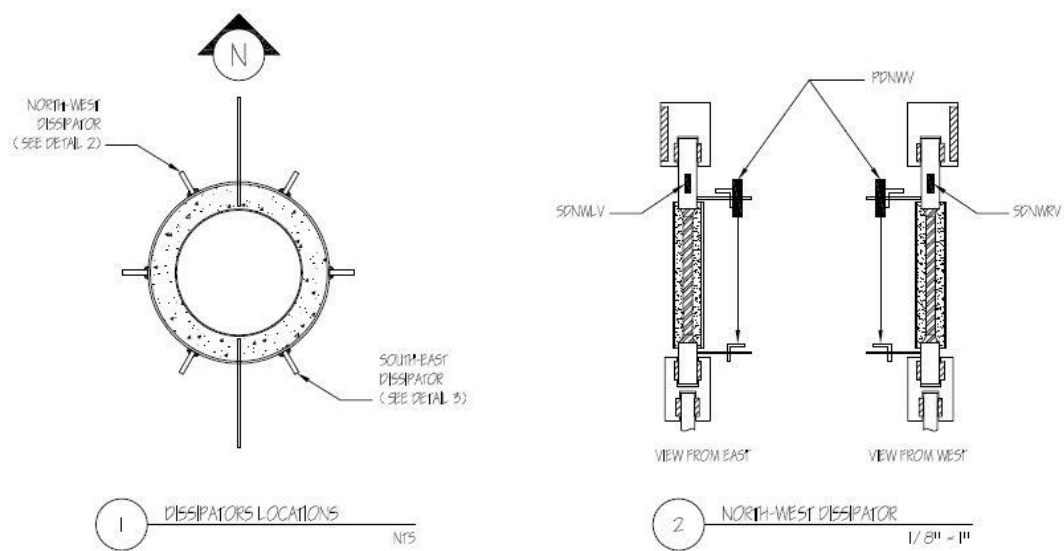


Fig. 3.41 – Disegni costruttivi della strumentazione dei dissipatori d'energia esterni



Fig. 3.42 – Strumentazione di un dissipatore d'energia esterno

Estensimetri da 5 mm orizzontali, verticali, e disposti a rosetta a delta sono stati posizionati sul guscio esterno, come si vede in dettaglio in figura 3.43. Tramite gli estensimetri orizzontali, applicati alle facce a nord e a sud della colonna, si è voluto monitorare lo stato tensionale indotto sul guscio dall'espansione del calcestruzzo compresso, per valutarne il confinamento. Mediante gli estensimetri verticali, montati sulla faccia a nord, si è invece voluto controllare se il guscio risultava compresso in prossimità della base, per un eventuale contatto con la malta del giunto (teoricamente precluso essendo il diametro esterno del letto di malta minore di quello del guscio). Infine i sensori disposti a rosetta a delta sono stati impiegati per misurare le deformazioni tangenziali sulle facce a est e a ovest della colonna.

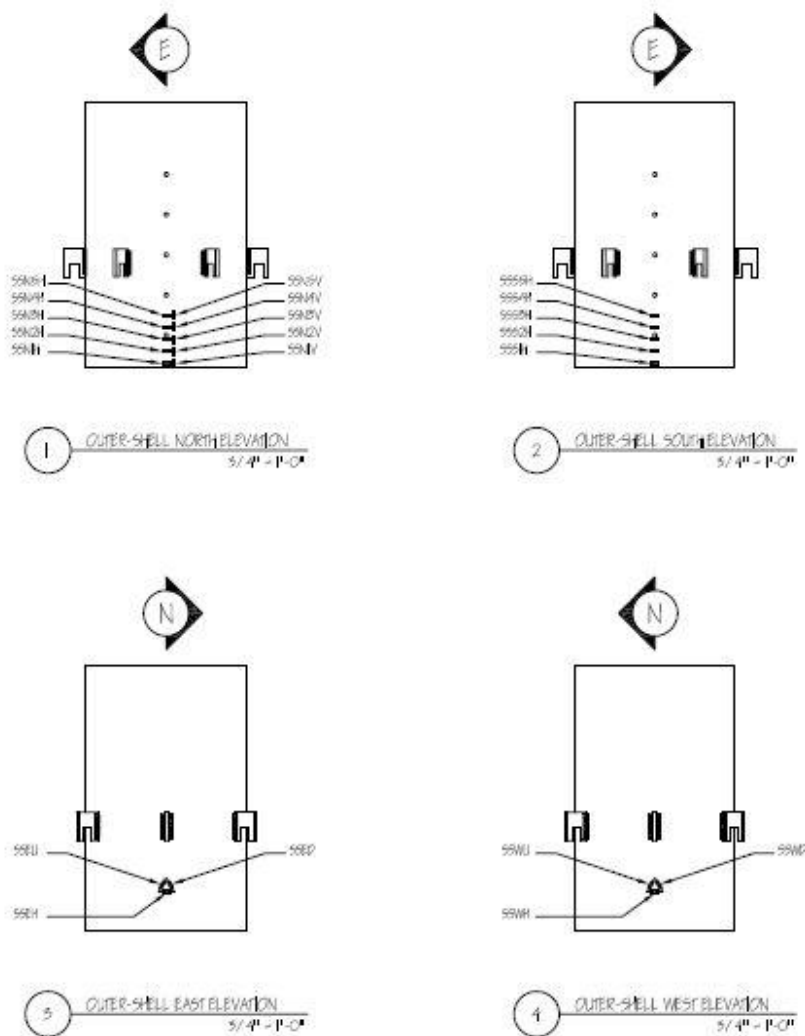


Fig. 3.43 – Disegni costruttivi degli estensimetri sul guscio d'acciaio esterno

3.3.2 Potenzimetri e inclinometri

Il potenziometro è un dispositivo in grado di misurare lo spostamento relativo fra due punti ai quali è collegato. Il fenomeno che sfrutta è l'induzione elettromagnetica: di fatto esso consiste in un trasformatore a nucleo mobile e, come tale, è in grado di manipolare solamente grandezze elettriche alternate.

Otto potenziometri sono stati posizionati verticalmente lungo l'altezza della colonna, quattro sulla facciata a nord e quattro su quella a sud, fissati su barre filettate che fuoriuscivano dal guscio esterno. Lo scopo di questi strumenti era di valutare la rotazione media lungo i segmenti compresi fra le barre filettate, e quindi ricavare la curvatura media.

Un potenziometro a filo, fissato a metà altezza del blocco di carico, misurava lo spostamento laterale alla sommità della colonna nel punto diametralmente opposto a quello di applicazione del carico. Lo spostamento misurato da questo strumento era utilizzato per controllare l'attuatore.

Un potenziometro è stato applicato anche a ciascuno dei dissipatori esterni dotati di estensimetri (quello di nord-ovest e quello di sud-est, fig. 3.41), in modo da misurarne allungamenti e accorciamenti. Associando questi alle forze ricavate dagli estensimetri, si intendeva così registrare la risposta isteretica dei dissipatori.

L'inclinometro è uno strumento utilizzato per misurare le rotazioni del punto a cui è collegato. Inclinometri sono stati montati sulla fondazione e sul blocco di carico.

La collocazione di tali strumenti nella colonna testata è illustrata in figura 3.44, mentre le figure 3.45 e 3.46 mostrano la reale disposizione dei potenziometri.

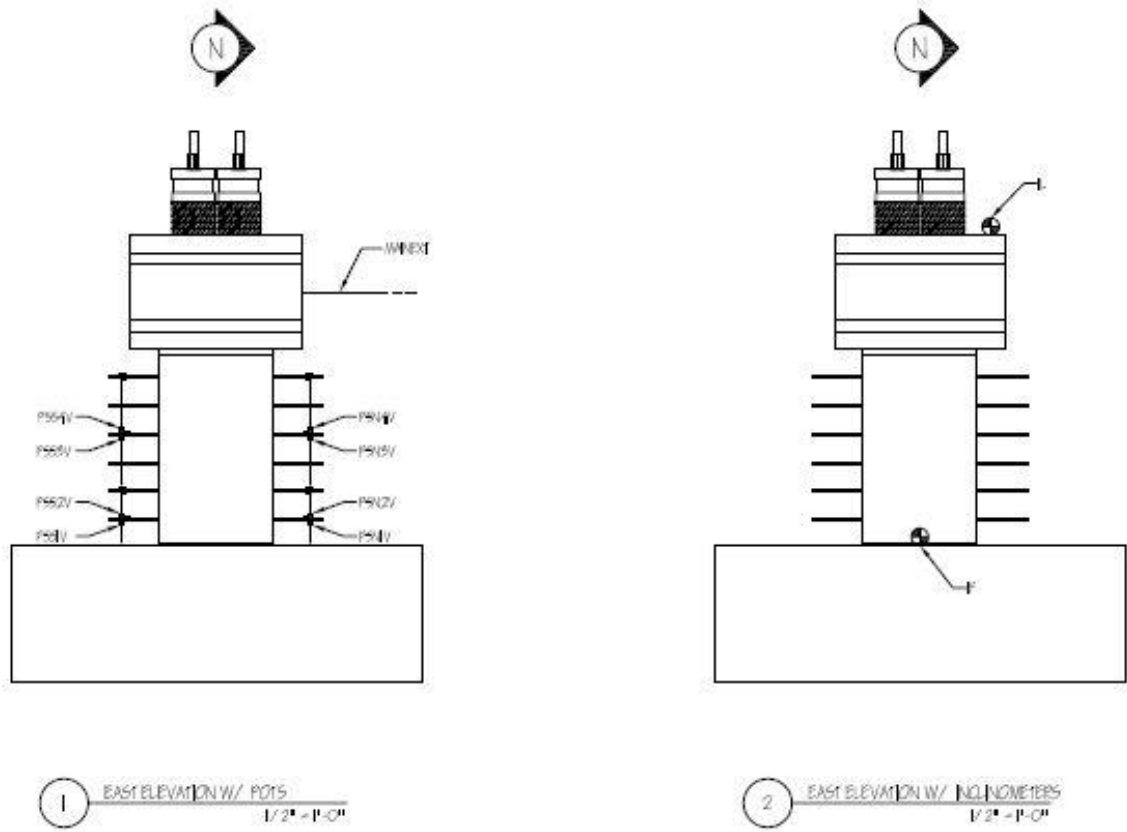


Fig. 3.44 – *Strumentazione: potenziometri e inclinometri*



Fig. 3.45 – *Potenziometri sulla facciata nord della colonna*

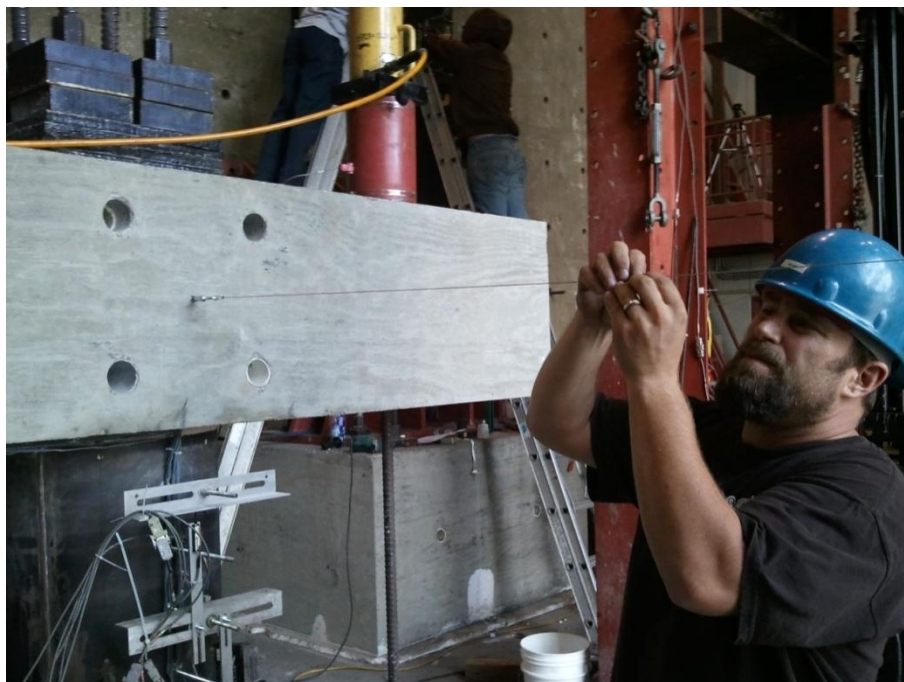


Fig. 3.46 – *Potenziometro a filo connesso al blocco di carico*

3.3.3 Celle di carico

Le celle di carico (*load cells*) sono strumenti in grado di misurare forze. Esse funzionano come molle calibrate.

Celle di carico in questo caso sono state posizionate sul blocco di carico sotto i martinetti che applicavano le forze verticali, per misurare queste forze, a destra e sinistra della colonna (Fig. 3.47).

3.3.4 Attuatore e Martinetti

Un attuatore è un braccio meccanico capace di trasformare un segnale di input, tipicamente elettrico, in movimento. Il carico laterale è stato applicato, nel nostro caso, mediante un attuatore dinamico MTS con capacità di 734 kN (165 kips): questo spingeva il blocco di carico nella direzione nord-sud, imponendo gli spostamenti in sommità alla colonna. All'altra estremità l'attuatore era collegato al muro di contrasto.

I martinetti (*jacks*) sono pistoni che sfruttano la pressione dell'olio posto all'interno per applicare il carico: mediante due di questi, che spingevano sul blocco di carico, e barre verticali (*tie-down rods*) ancorate al pavimento di contrasto, è stato esercitato il carico equivalente alla gravità (Fig. 3.48). La differenza rispetto agli attuatori è che in un martinetto si controlla solo la pressione dell'olio, quindi la forza esercitata, ma non lo spostamento.

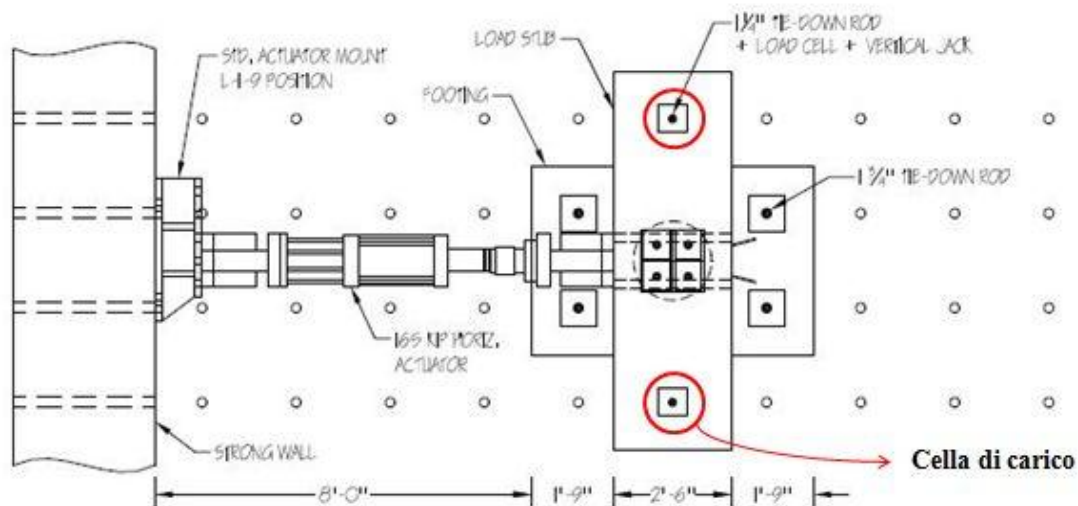


Fig. 3.47 – Configurazione della prova e posizione delle celle di carico

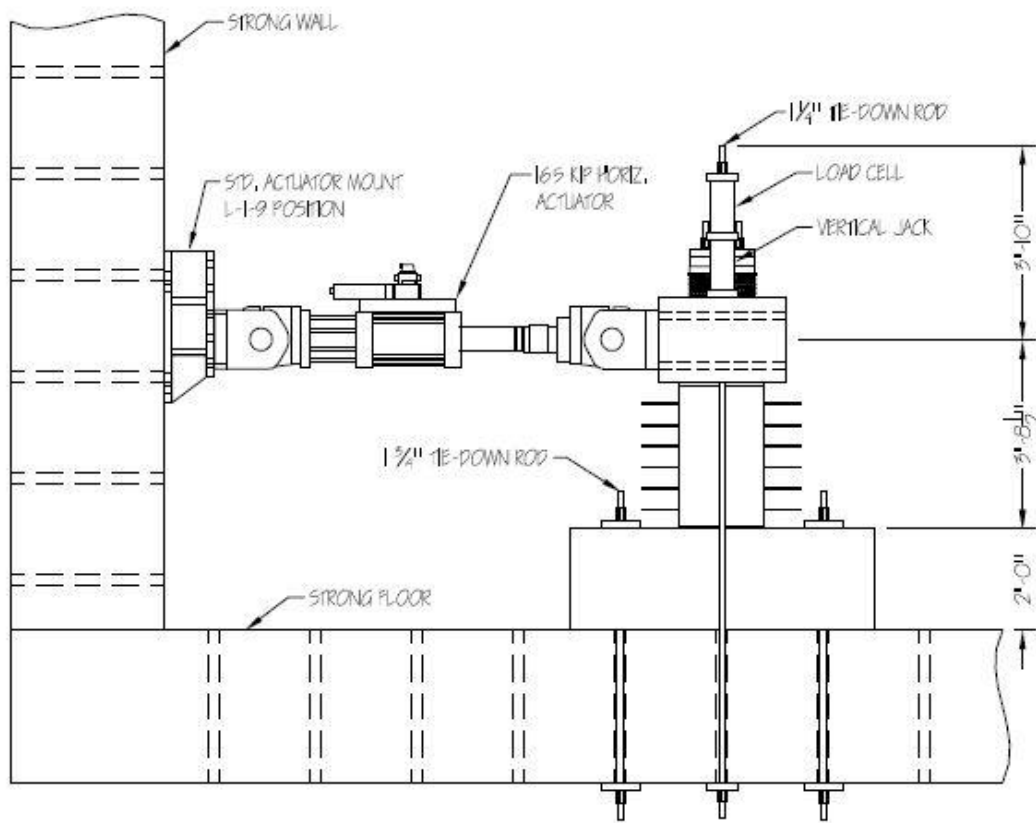


Fig. 3.48 – *Configurazione della prova*

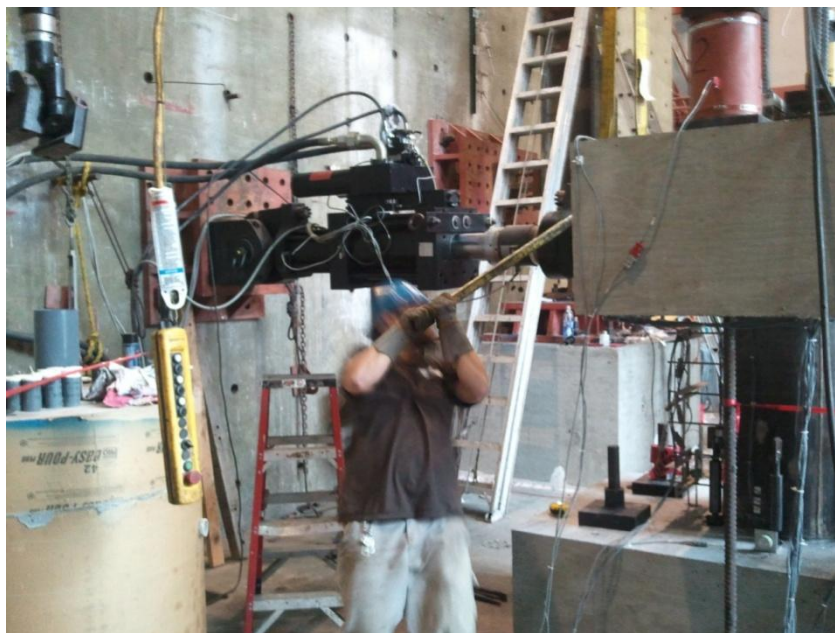


Fig. 3.49 - *Attuatore*

3.4 Protocollo di carico

Alla colonna è stata inizialmente applicata, mediante martinetti, una forza verticale di 280 kN (63 kips), mantenuta costante durante l'applicazione del carico ciclico laterale.

La prima parte del caricamento laterale, effettuato mediante un attuatore, è stata svolta in controllo di forza ed era costituita da:

- 3 cicli fino a +/- 111 kN (25 kips);
- 3 cicli fino a +/- 231 kN (52 kips);

come illustrato in figura 3.50.

Successivamente si è passati a cicli in controllo di spostamento, con i seguenti target di *drift ratio*:

- 3 cicli fino a +/- 0.5%;
- 3 cicli fino a +/- 0.75%;
- 2 cicli fino a +/- 1% seguiti da 1 ciclo fino a +/- 0.75%;
- 2 cicli fino a +/- 1.5% seguiti da 1 ciclo fino a +/- 1%;
- 2 cicli fino a +/- 2% seguiti da 1 ciclo fino a +/- 1.5%;
- 2 cicli fino a +/- 3% seguiti da 1 ciclo fino a +/- 2%;
- 2 cicli fino a +/- 5% seguiti da 1 ciclo fino a +/- 3%;
- 2 cicli fino a +/- 7.5% seguiti da 1 ciclo fino a +/- 5%;
- 1 ciclo fino a +/- 10%;

come riportato in figura 3.51; la figura mostra ulteriori cicli dopo il primo al 10%, ma la prova è stata interrotta avendo raggiunto una condizione vicina al collasso.

Il *drift ratio* non è altro che il rapporto $\Theta = \Delta / H_{col}$ tra lo spostamento in sommità, Δ , e l'altezza della colonna, H_{col} . Può essere espresso come una rotazione in radianti, prendendo il semplice rapporto, o in percentuale, moltiplicando il precedente rapporto per 100.

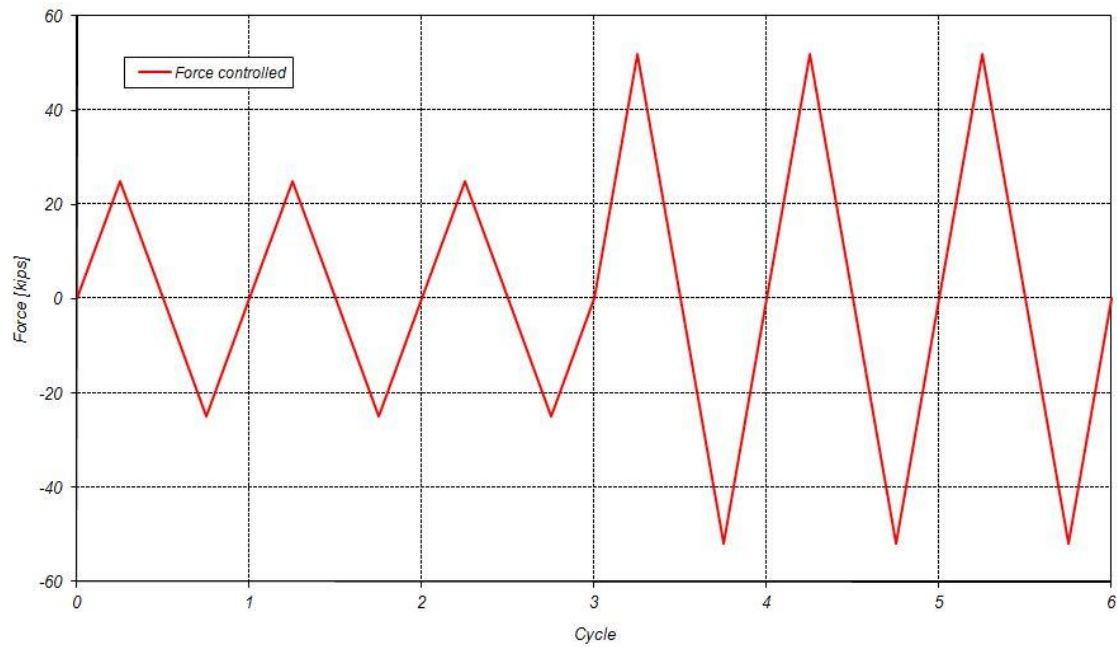


Fig. 3.50 – Protocollo di carico: cicli iniziali in controllo di forza

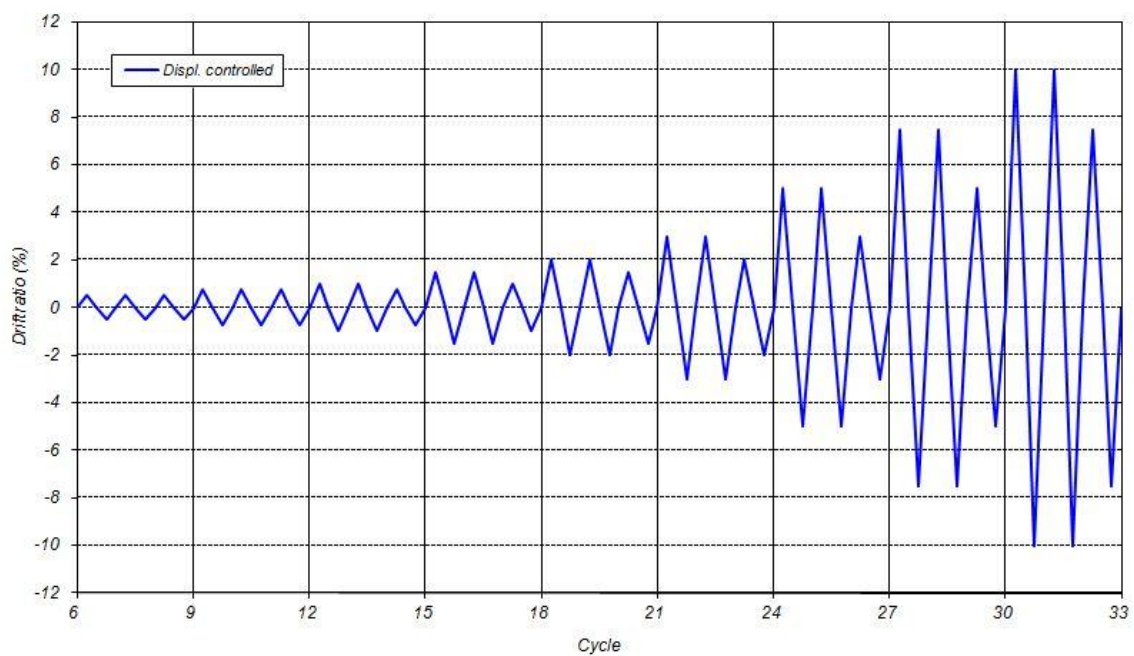


Fig 3.51 – Protocollo di carico: cicli in controllo di spostamenti

Capitolo 4

Risultati Sperimentali

In questo capitolo vengono descritti ed interpretati i risultati sperimentali della prova ciclica effettuata sulla colonna con dissipatori esterni (unità 1-A). I grafici riportati in seguito sono il frutto dell'elaborazione dei dati acquisiti durante il test attraverso letture strumentali automatiche.

4.1 Grafici, fotografie e osservazioni

La figura 4.1 mostra la colonna e dissipatori prima del test. La figura 4.2 presenta l'intera risposta isteretica forza-spostamento dell'unità 1-A, con lo spostamento laterale diviso per l'altezza della colonna (*drift ratio*) e la forza orizzontale divisa per il carico verticale (*base shear coefficient*). Le successive figure riportano il comportamento di singoli componenti: storia di deformazione di due barre di post-tensione (Fig. 4.3) e cicli di isteresi di due dissipatori (Figure 4.4 e 4.5). La deformazione nelle barre di post-tensione non parte da zero poiché sono state tese prima dell'applicazione del carico laterale. Inoltre i dati della barra di sud-ovest si interrompono in anticipo poiché si sono danneggiati gli estensimetri. Anche nel caso dei dissipatori le misure si sono interrotte prima della fine del test, per raggiungimento dei limiti degli strumenti.

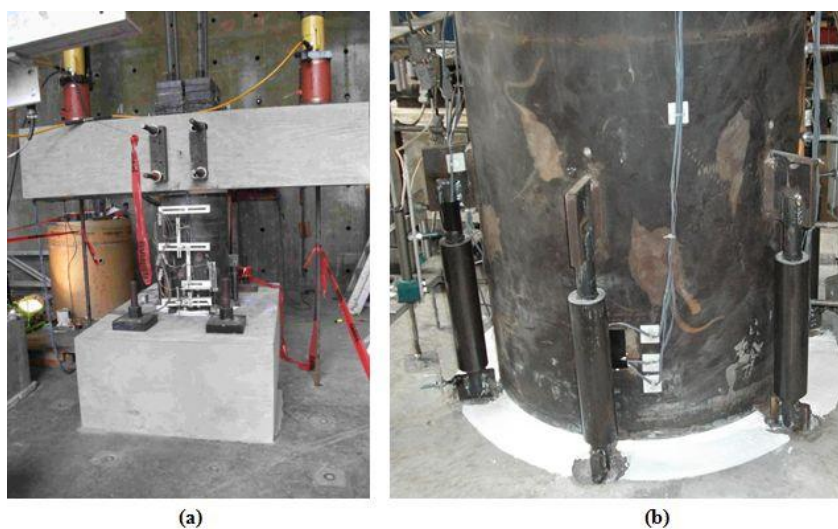


Fig. 4.1 – (a) *Provino prima del test*, (b) *Dettaglio dei dissipatori esterni prima del test*

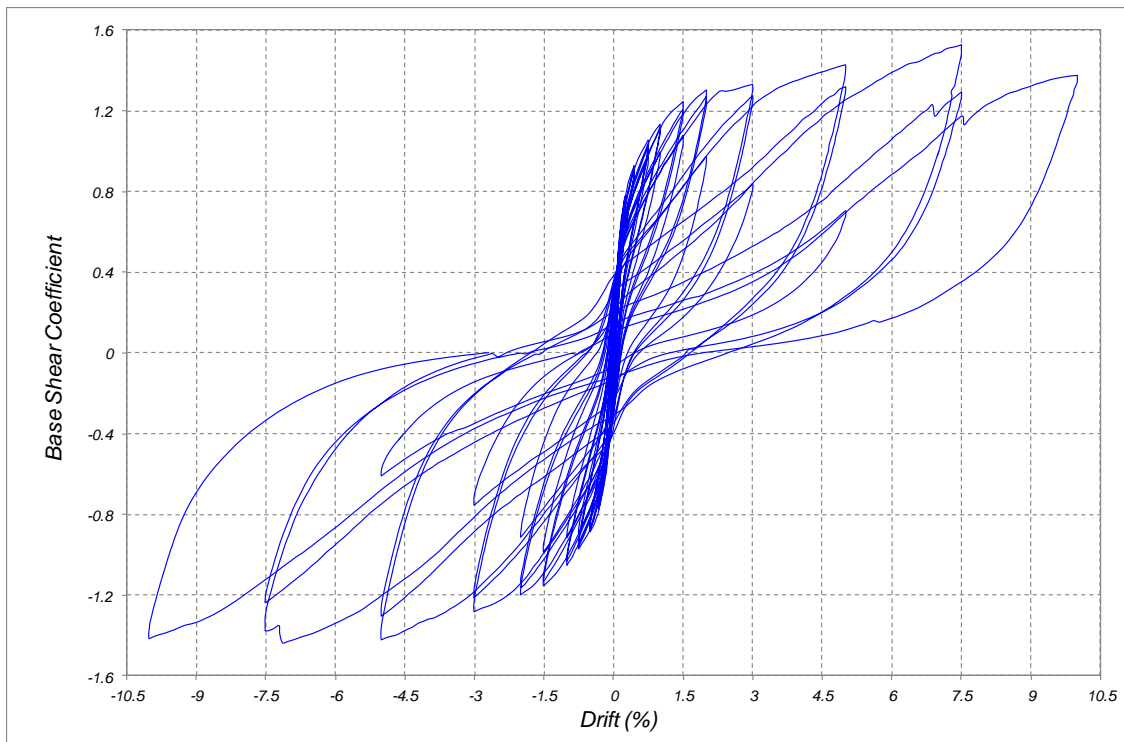


Fig. 4.2 – Risposta isteretica forza-spostamento dell'unità 1-A

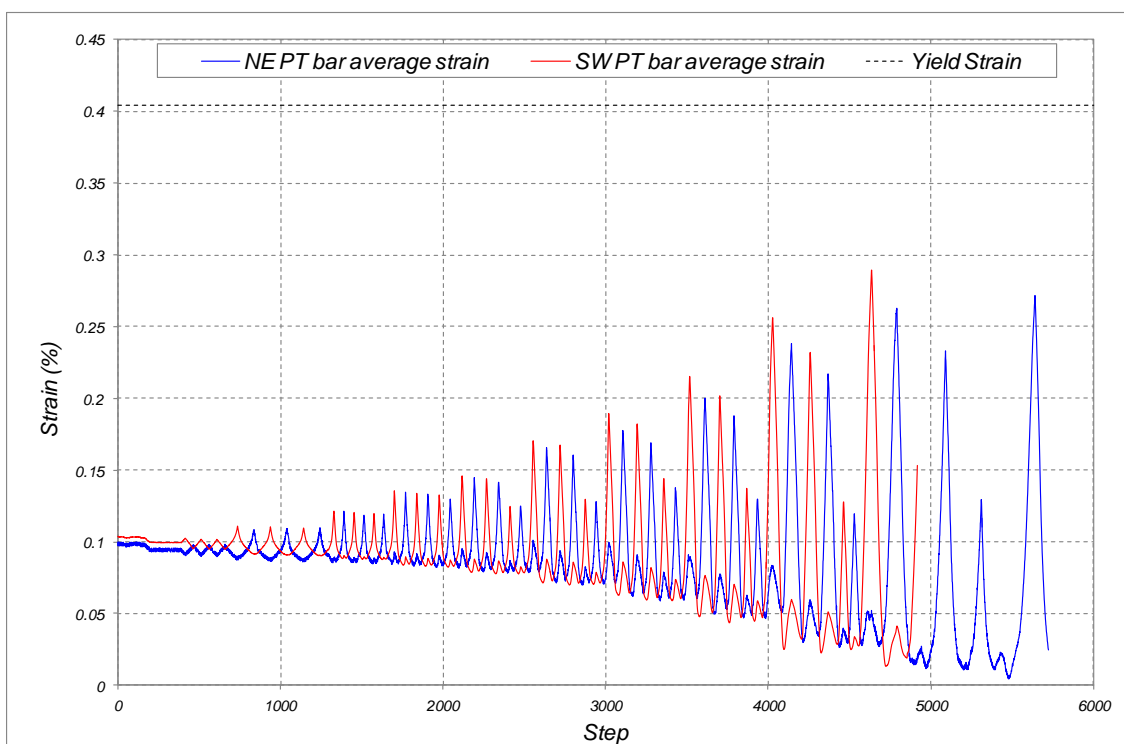


Fig. 4.3 – Storia di deformazione delle barre di post-tensione

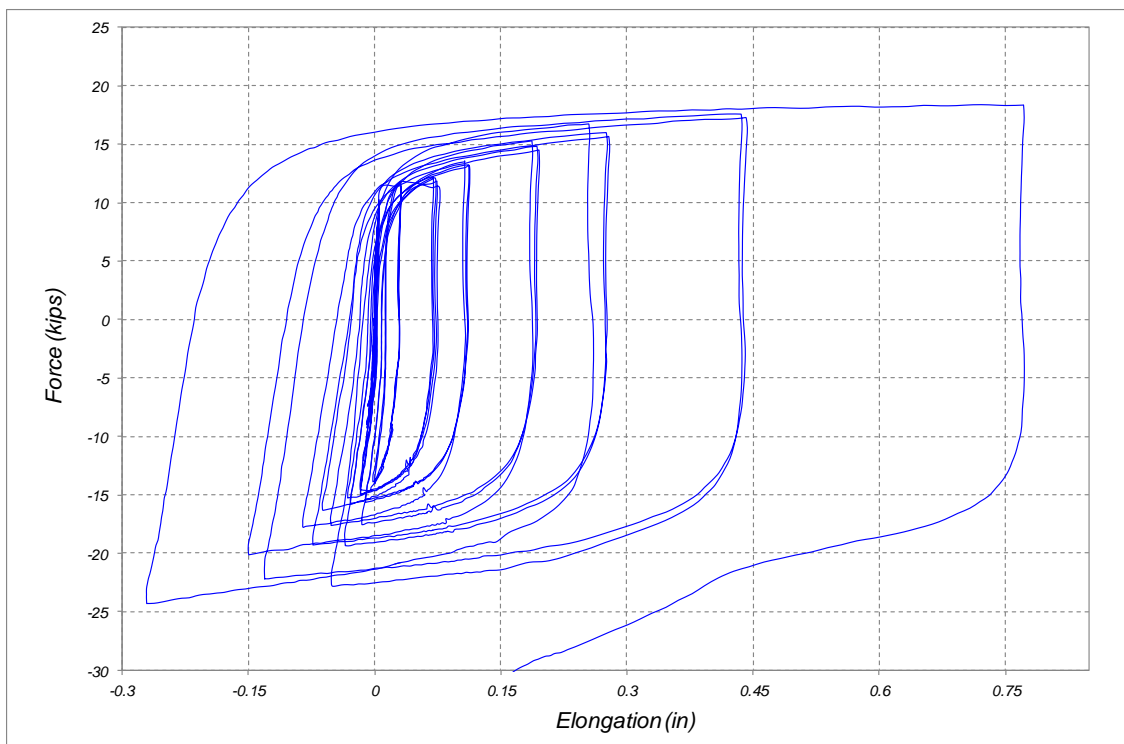


Fig. 4.4 – Risposta isteretica forza assiale-allungamento del dissipatore di nord-ovest

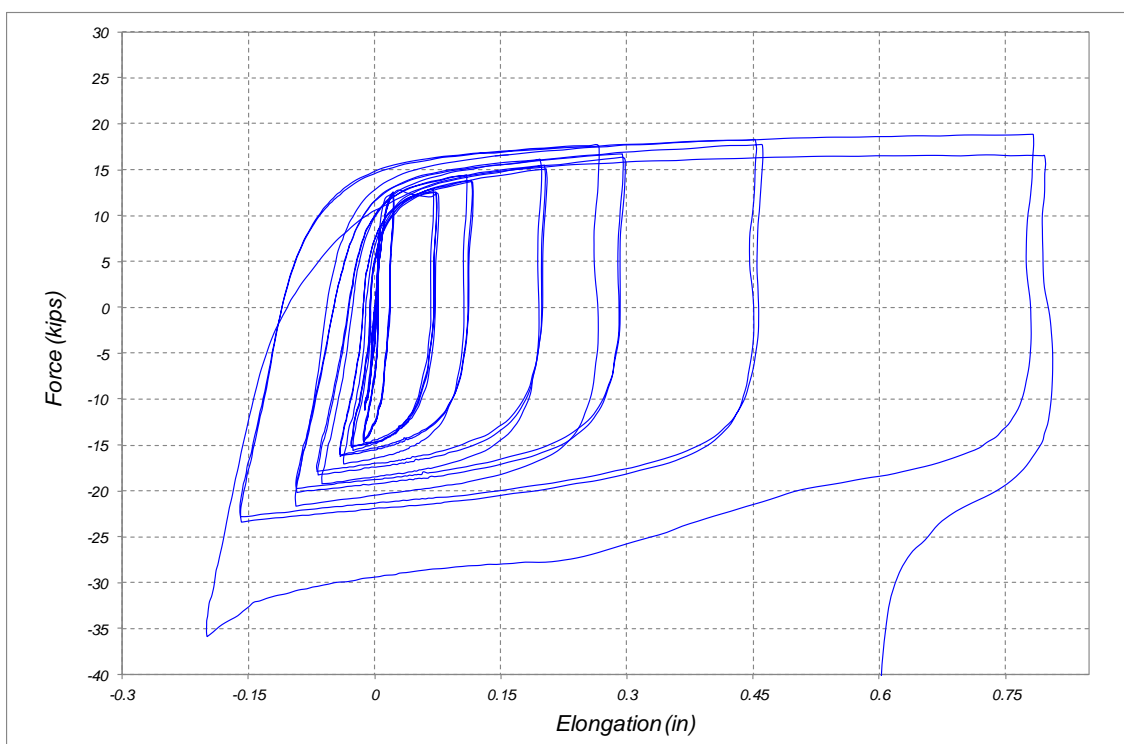


Fig. 4.5 – Risposta isteretica forza assiale-allungamento del dissipatore di sud-est

Si riassumono di seguito le principali osservazioni raccolte durante lo svolgimento della prova:

- Le prime fratture nell'interfaccia colonna/giunto di malta si sono formate durante i cicli a ± 231 kN (52 kips). Le fratture coinvolgevano simmetricamente il lato sud e quello a nord della colonna, lungo la direzione di carico (fibre soggette a maggiori deformazioni).
- Le fratture si sono estese tutt'attorno al perimetro di interfaccia durante i cicli a $\pm 0.75\%$ di *drift ratio*.
- Il *gap* fra la base della colonna e la malta si è aperto visibilmente, fino a circa metà della profondità della sezione, durante i cicli a $\pm 1\%$ di *drift ratio*.
- I dissipatori esterni soggetti a trazione si sono allungati visibilmente al di fuori del tubo iniettato di malta durante i cicli a $\pm 1.5\%$ di *drift ratio*, mentre la malta alla base si è sgretolata superficialmente in scaglie o *flakes*.
- Nel letto di malta è progredita la formazione di scaglie (Fig. 4.6) con la comparsa di deformazioni a compressione permanenti nel lato a sud e a nord (fibre più sollecitate) dopo i cicli a $\pm 3\%$ *drift ratio*. Questa potrebbe essere una delle cause della perdita di resistenza e rigidità, visibile in fig. 4.2, raggiunto un *drift ratio* pari a circa $\pm 2.5\%$ durante il primo ciclo al $\pm 3\%$.



Fig. 4.6 – Formazione di scaglie nel letto di malta e apertura del *gap* fra la base della colonna e la malta durante i cicli a $\pm 3\%$ di *drift ratio*

- I dissipatori hanno cominciato a distorcersi nella porzione compresa fra la parte centrale, protetta dal tubo, e il collegamento con il guscio durante i cicli a +/- 3% di *drift ratio*. Questa potrebbe essere un'ulteriore ragione della perdita di rigidità e resistenza attorno al *drift ratio* di 2.5%.
- Il comportamento ricentrante è stato progressivamente compromesso dopo aver raggiunto il 3% di *drift ratio* (Fig. 4.2).
- La crisi per schiacciamento della malta ha cominciato a farsi evidente durante i cicli a +/- 5% di *drift ratio*.
- Il dissipatore a nord-ovest si è fratturato (Fig 4.7) durante il primo ciclo negativo al 7.5% di *drift ratio*, quasi al raggiungimento dello spostamento di picco.
- Un secondo dissipatore nella parte a sud si è fratturato durante il secondo ciclo positivo al 7.5% di *drift ratio*, quasi al raggiungimento dello spostamento di picco.
- Un terzo dissipatore nella parte a sud si è fratturato al primo ciclo positivo al 10% di *drift ratio*, al raggiungimento del 7.5% di *drift ratio*.
- Dettaglio aggiuntivo è che i tre dissipatori fratturati, quando hanno cominciato a distorcersi, si sono inflessi verso l'esterno della colonna, mentre il dissipatore a nord-est, l'unico fra quelli soggetti a sollecitazioni estreme a non essersi fratturato, si è piegato lateralmente (Fig. 4.8).



Fig. 4.7 – *Frattura del dissipatore di nord-ovest*



Fig. 4.8 – *Distorsione dei dissipatori sul lato nord della colonna: quello di nord-est, a sinistra, si è piegato lateralmente e non si è fratturato*

- Rimossa la colonna è stato possibile inoltre osservare la deformazione residua del calcestruzzo compresso, con una rientranza rispetto ai due gusci di circa 13 mm (1/2 inch) a nord e a sud (Fig. 4.9). La notevole compressione longitudinale del calcestruzzo ne ha provocato un'espansione laterale, che ha permanentemente deformato i due gusci di acciaio.



Fig. 4.9 – *Sezione inferiore della colonna dopo il test*

4.1.1 Risultati dopo tre cicli a +/- 111 kN (25 kips) e tre a +/- 231 kN (52 kips)

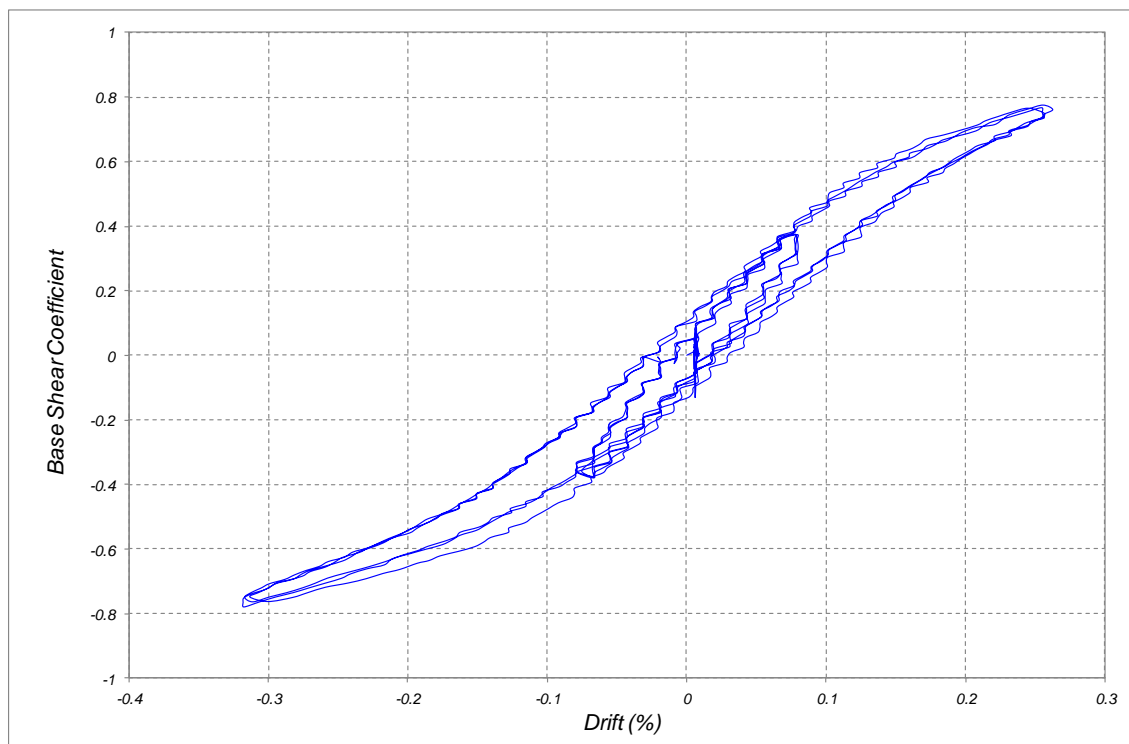


Fig. 4.10 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 111 kN (25 kips) e +/- 231 kN (52 kips)

- La colonna non ha riportato danni, essendo presenti solamente sottili fessure sui lati nord e sud fra la base della colonna e il giunto di malta.
- La perdita di rigidezza nel grafico forza-spostamento laterale (fig. 4.10) è dovuta alla formazione di tali fessure e non alla plasticizzazione di alcun componente.

4.1.2 Risultati dopo tre cicli a +/- 0.5% di drift ratio

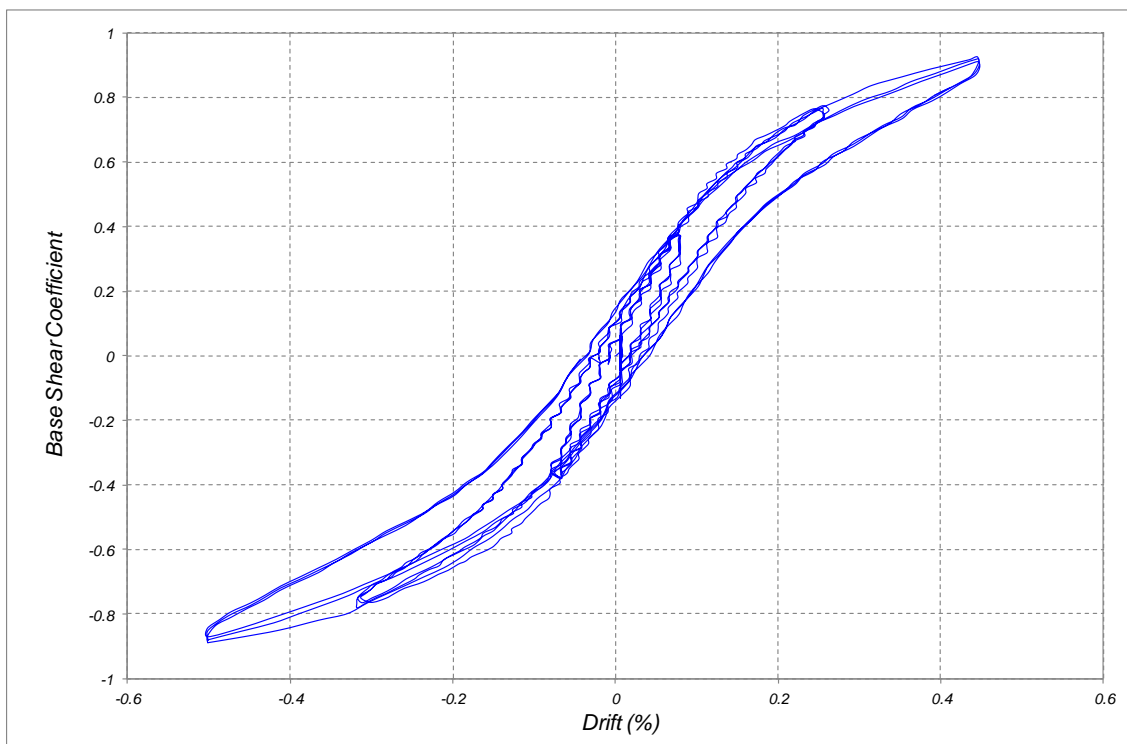


Fig. 4.11 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 0.5% di drift ratio

- Le fessure precedentemente osservate si sono aperte e chiuse all'applicazione ciclica dello spostamento laterale.
- Il comportamento è simmetrico spingendo verso nord e verso sud, e i cicli in figura 4.11 sono stabili (non presentano degradazione di rigidità o resistenza).

4.1.3 Risultati dopo tre cicli a +/- 0.75% di drift ratio

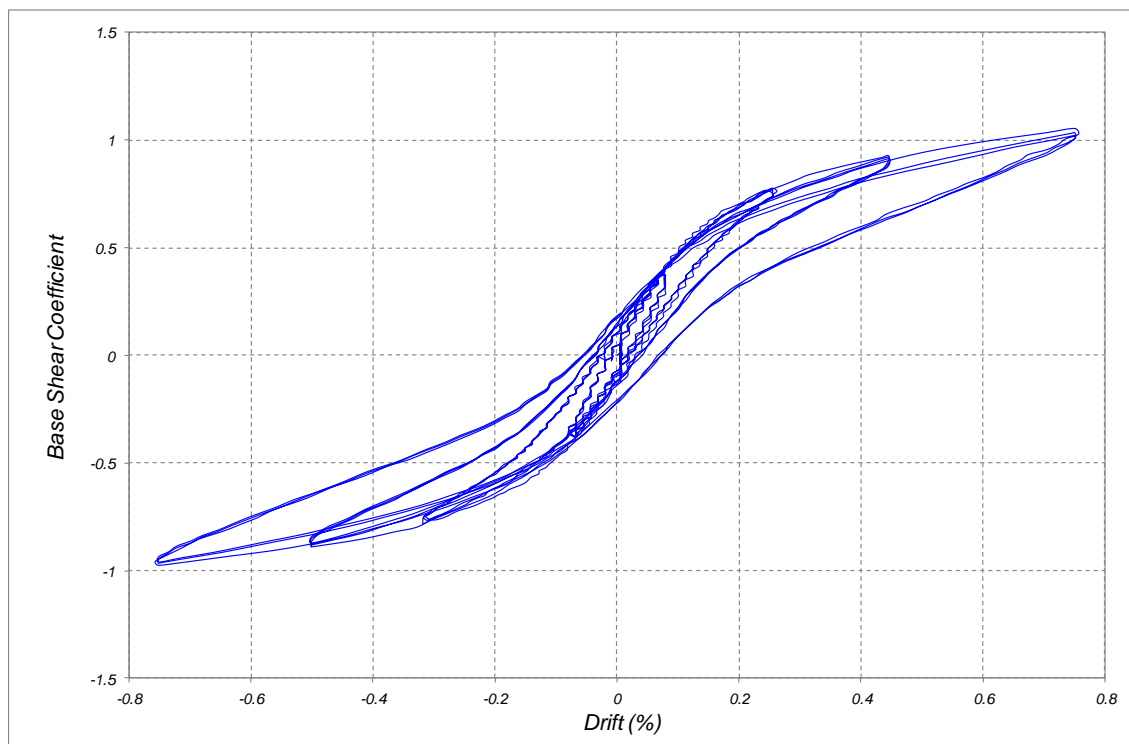


Fig. 4.12 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 0.75% di drift ratio

- Le fessure sul letto di malta si sono estese lungo l'intera circonferenza dell'interfaccia colonna/malta, mentre il movimento di apertura e chiusura è rimasto invariato.
- Nel grafico in figura 4.12 i cicli appaiono ancora stabili.

4.1.4 Risultati dopo due cicli a +/- 1% e uno a +/- 0.75% di drift ratio

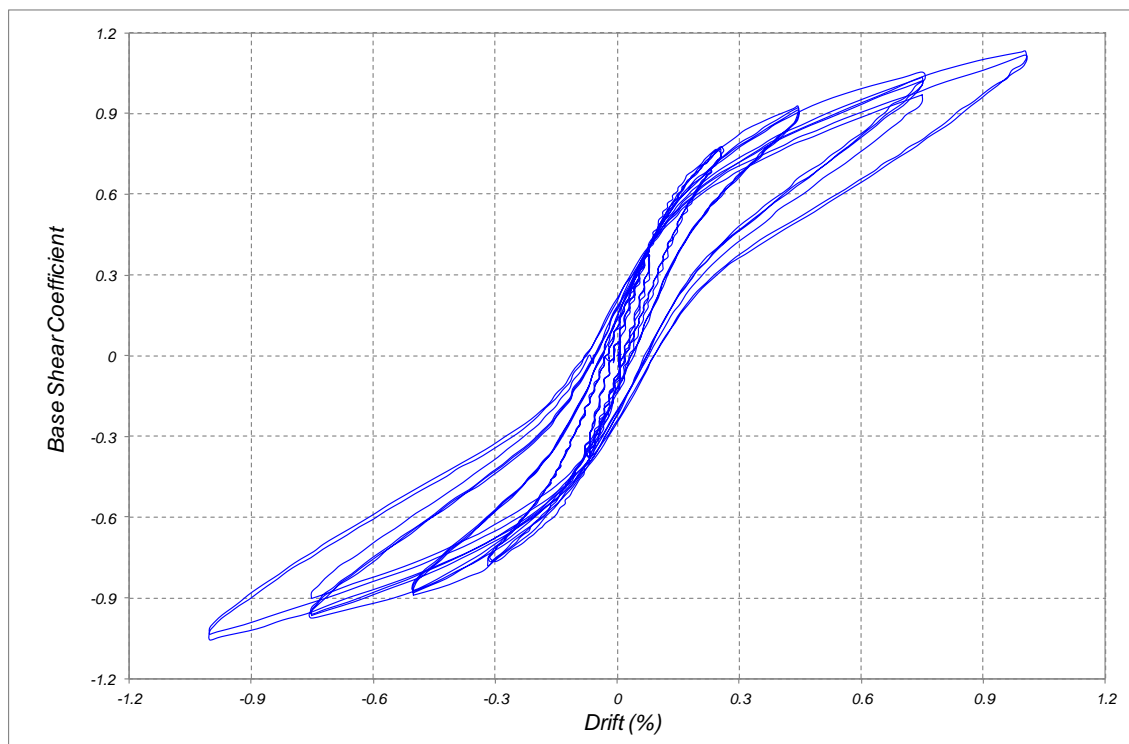


Fig. 4.13 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 1% di drift ratio

- I cicli di isteresi in figura 4.13 appaiono ancora sostanzialmente stabili.
- Il *gap* fra colonna e malta si è aperto fino a circa metà della profondità della sezione (Fig. 4.14).



Fig. 4.14 – Apertura del *gap* fra colonna e malta per una profondità pari a metà' del diametro della sezione

4.1.5 Risultati dopo due cicli a +/- 1.5% e uno a +/- 1% di drift ratio

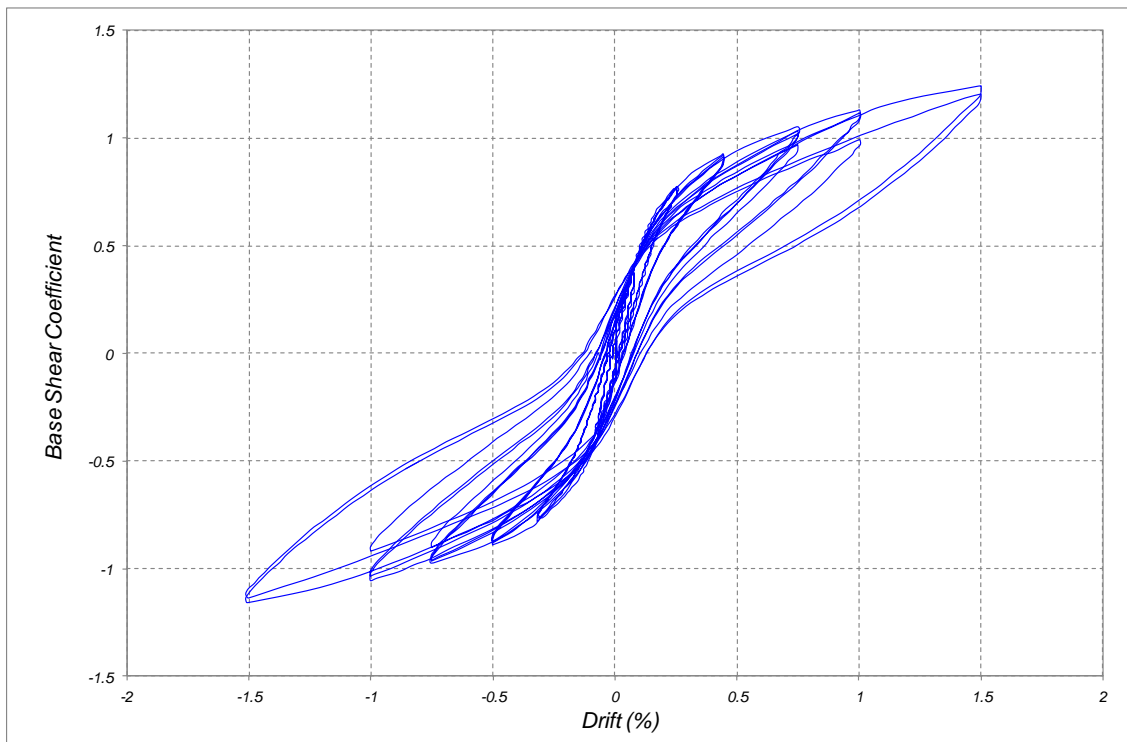


Fig. 4.15 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 1.5% di drift ratio

- Dai cicli di isteresi comincia a notarsi un degrado nella rigidità (Fig. 4.15).
- I dissipatori hanno iniziato ad allungarsi al di fuori del tubo iniettato di malta (Fig. 4.16).
- La malta del giunto alla base della colonna ha iniziato a formare superficialmente piccole scaglie o *flakes* (Fig. 4.17).



Fig. 4.16 – *Allungamento del tratto centrale del dissipatore che inizia ad estendersi fuori dal tubo iniettato di malta*



Fig. 4.17 – *Apertura del gap fra la colonna e la malta e formazione di scaglie superficiali sulla malta del giunto*

4.1.6 Risultati dopo due cicli a +/- 2% e uno a +/- 1.5% di drift ratio

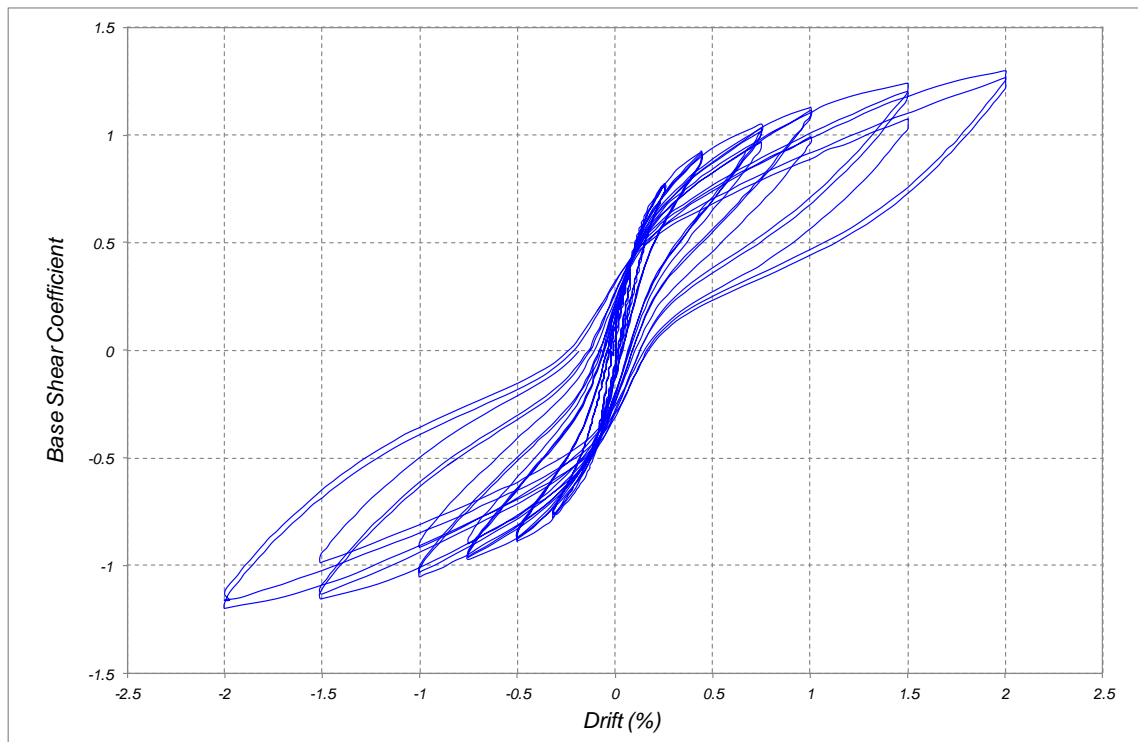


Fig. 4.18 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 2% di drift ratio

- La risposta isteretica mostra una progressiva perdita di rigidità, ma non di resistenza (Fig. 4.18).
- L'allungamento dei dissipatori ha raggiunto un'ampiezza tale che è ben visibile l'estensione al di fuori del tubo iniettato di malta.
- La formazione di scaglie nella malta nel giunto è progredita (Fig. 4.19).
- Il *gap* fra colonna e malta si è aperto visibilmente (Fig. 4.20).



Fig. 4.19 - *Formazione di scaglie superficiali sulla malta del giunto*



Fig. 4.20 – *Apertura del gap fra la colonna e la malta durante lo spostamento laterale*

4.1.7 Risultati dopo due cicli a +/- 3% e uno a +/- 2% di *drift ratio*

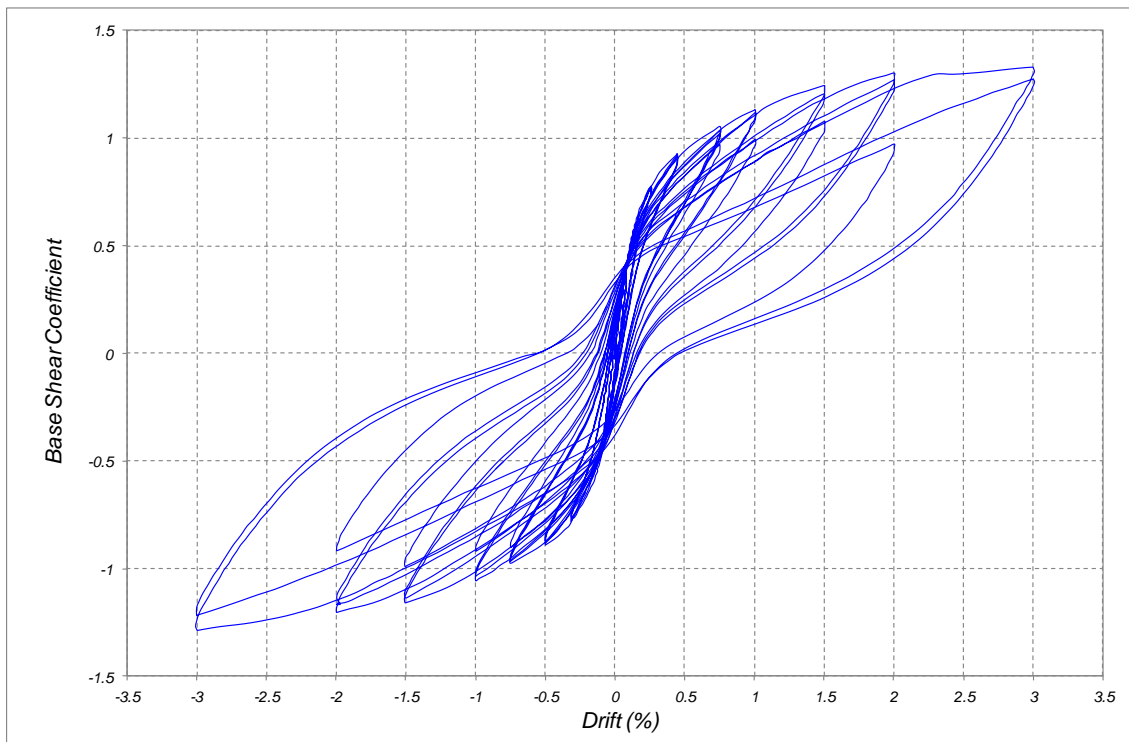


Fig. 4.21 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 3% di *drift ratio*

- Si nota una piccola perdita di resistenza localizzata nel primo ciclo positivo (Fig. 4.21), raggiunto un *drift ratio* di circa 2.5%. Una simile perdita di resistenza localizzata è presente anche nel primo ciclo negativo, anche se meno visibile sul grafico.
- La perdita di rigidità nei cicli successivi al primo appare evidente.
- Si è iniziata a perdere la capacità di ricentramento.
- Scaglie hanno continuato a staccarsi dal letto di malta alla base (Fig. 4.22), che è rimasto soggetto a deformazioni di compressione permanenti; questa è una causa delle perdite di rigidità e resistenza osservata in figura 4.21.
- I dissipatori hanno cominciato a distorcersi, altra probabile causa delle perdite di rigidità e resistenza.



Fig. 4.22 – *Formazione di scaglie nel letto di malta e apertura del gap fra la base della colonna e la malta durante i cicli a +/- 3% di drift ratio*



Fig. 4.23 – *Estensione della barra di un dissipatore al di fuori del tubo iniettato di malta*

4.1.8 Risultati dopo due cicli a +/- 5% e uno a +/- 3% di drift ratio

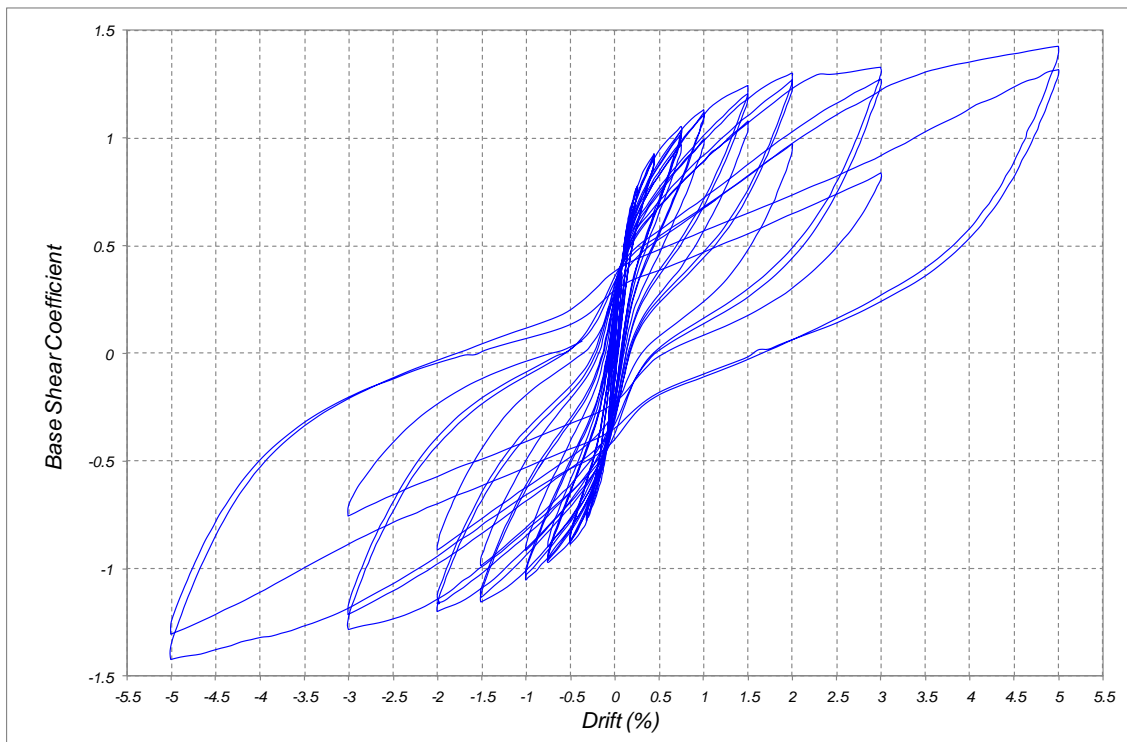


Fig. 4.24 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 5% di drift ratio

- I cicli (Fig. 4.24) sono ancora simmetrici, ma è notevole la progressiva perdita di rigidezza.
- La capacità di ricentramento è compromessa (Fig. 4.24).
- La crisi per schiacciamento della malta ha cominciato a farsi evidente.
- I dissipatori hanno raggiunto un livello di deformazione elevato e, a causa della distorsione, la barra d'acciaio spinge sul tubo esterno (Fig. 4.25).



Fig. 4.25 - *Dissipatore distorto, con la barra d'acciaio che insiste sul tubo esterno*

4.1.9 Risultati dopo due cicli a +/- 7.5% e uno a +/- 5% di drift ratio

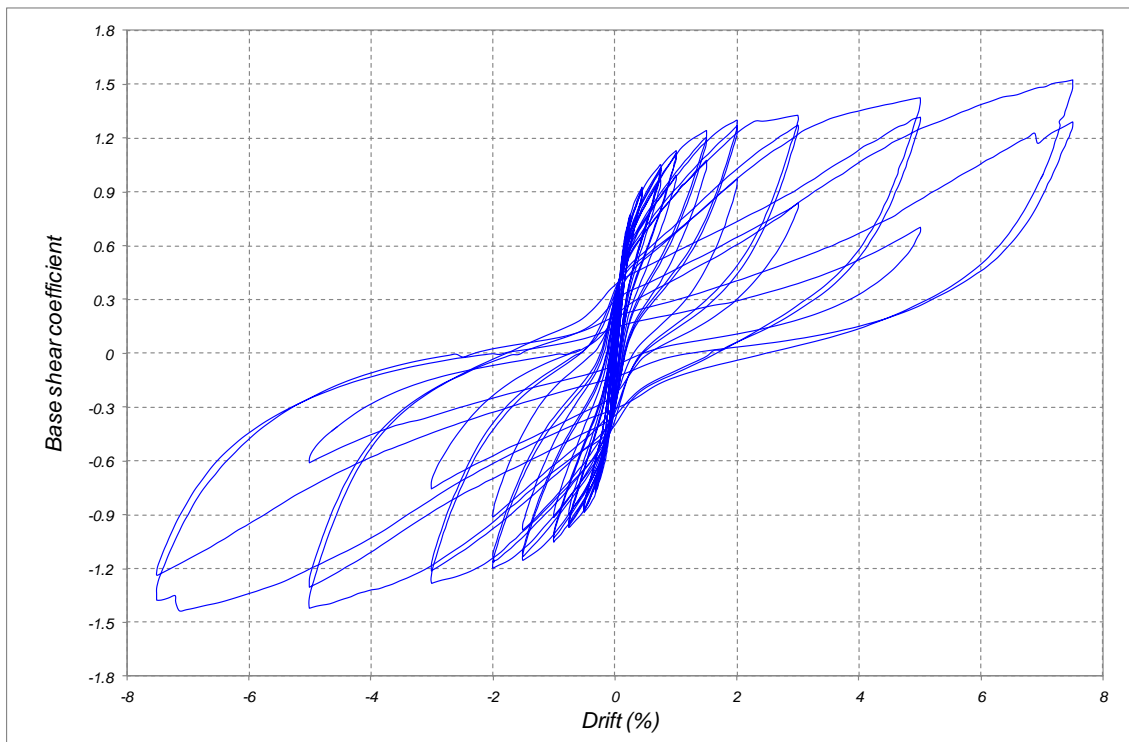


Fig. 4.26 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 7.5% di drift ratio

- Il dissipatore di nord-ovest si è fratturato (Fig. 4.27) al primo ciclo negativo al 7.5%, quasi al raggiungimento dello spostamento di picco, risultando in un gradino sul grafico di figura 4.26.
- Un altro dissipatore sul lato sud si è fratturato al secondo ciclo positivo al 7.5%, quasi al raggiungimento dello spostamento di picco, risultando in un secondo gradino sul grafico di figura 4.26.
- La crisi per schiacciamento si è estensivamente propagata sul letto di malta (Fig. 4.28).



Fig. 4.27 – *Frattura del dissipatore di nord-ovest*



Fig. 4.28 - *Crisi per schiacciamento della malta del giunto*

4.1.10 Risultati dopo un ciclo a +/- 10% di drift ratio

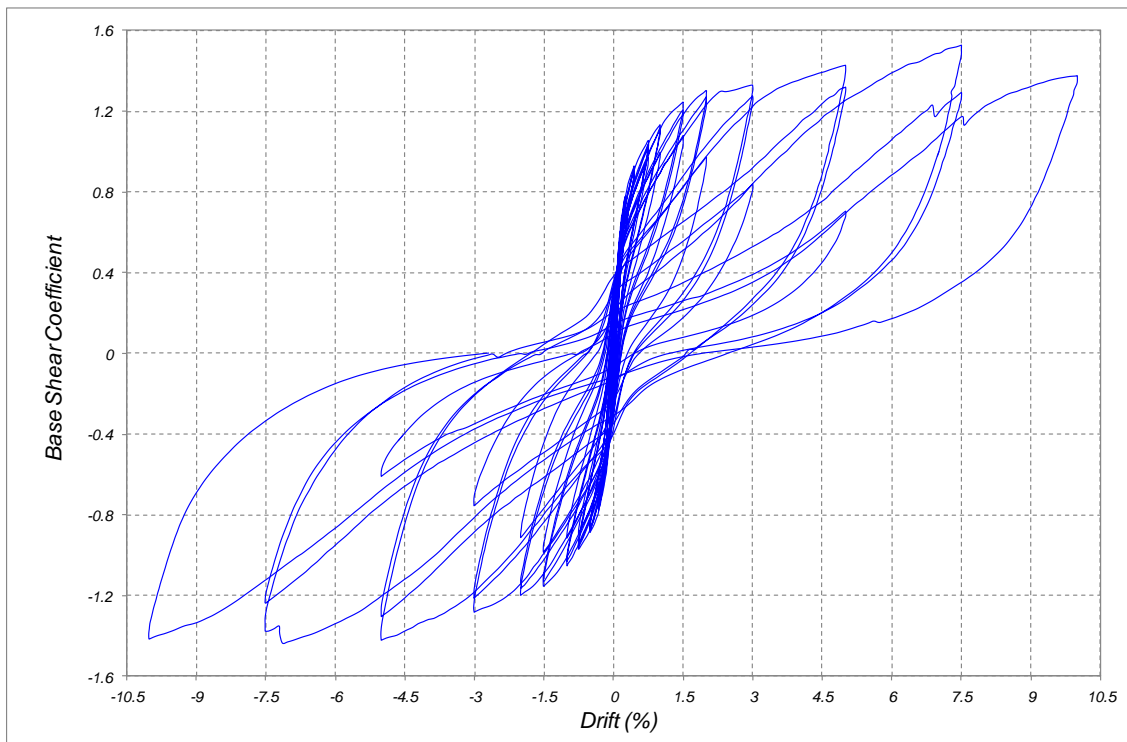


Fig. 4.29 – Risposta isteretica forza-spostamento: cicli fino a +/- 10% di drift ratio

- Un terzo dissipatore nella parte a sud si è fratturato al primo ciclo positivo al 10% di drift ratio, al raggiungimento del 7.5% di drift ratio, risultando in un altro gradino sul grafico di figura 4.29
- I cicli isteretici mostrano un'evidente perdita di rigidità, e un'incipiente perdita di resistenza (Fig. 4.29).
- La malta ha raggiunto la crisi per schiacciamento sull'intera sezione (Figg. 4.30 e 4.31).
- Al termine della prova, due dissipatori sul lato sud e uno sul lato nord erano fratturati, il rimanente sul lato nord era distorto lateralmente, mentre quelli sui lati est ed ovest (fibre vicine all'asse neutro) erano snervati ma non distorti, come si evince dalla figura 4.30.



Fig. 4.30 – Vista del lato ovest al termine della prova. Sono visibili i tre dissipatori distorti e fratturati, e i detriti dovuti allo schiacciamento del giunto di malta



Fig. 4.31 – Particolare dei detriti del letto di malta sul lato sud al termine della prova

Capitolo 5

Modellazione Numerica

In questo capitolo viene descritto lo sviluppo del modello analitico 2D per simulare la risposta della colonna *rocking* sotto carico ciclico. L'analisi quasi-statica è stata svolta utilizzando il programma *OpenSees*.

OpenSees, il sistema aperto per la simulazione sismica in ingegneria (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*), è un database *object-oriented*, un *open source software framework*, creato dal NSF (National Science Foundation) e sponsorizzato dal PEER (Pacific Earthquake Engineering Center). Permette agli utenti di creare applicazioni, utilizzando la teoria ad elementi finiti (FEM), per simulare la risposta di sistemi strutturali e geotecnici soggetti ad azione sismica. Questa struttura è stata sviluppata da Frank McKenna e Gregory L. Fenves con numerosi altri contributi. *OpenSees* è compilato principalmente in C++, ma anche elementi realizzati in C o Fortran possono essere adattati. L'utente di *OpenSees* genera le applicazioni creando gli *script* nel linguaggio di programmazione *Tcl*. Il codice categoria *TclModelBuilder*, nella struttura di *OpenSees*, estende un caso in *Tcl* con comandi per la costruzione e l'analisi di un modello ad elementi finiti. *OpenSees* non possiede un'interfaccia grafica, poiché tale aspetto è tuttora in fase di sviluppo.

5.1 Modellazione bidimensionale della colonna

Nella figura 5.1 è possibile vedere una rappresentazione grafica del modello realizzato. Nei successivi paragrafi viene illustrato come si è scelto di modellare ciascun elemento e materiale, oltre a come si è impostata l'analisi.

L'analisi è stata svolta considerando piccoli spostamenti o (geometria lineare nel linguaggio di *OpenSees*), in quanto la modalità di applicazione del carico verticale, tramite *tie-down rods*, ne preveniva l'interazione con lo spostamento laterale.

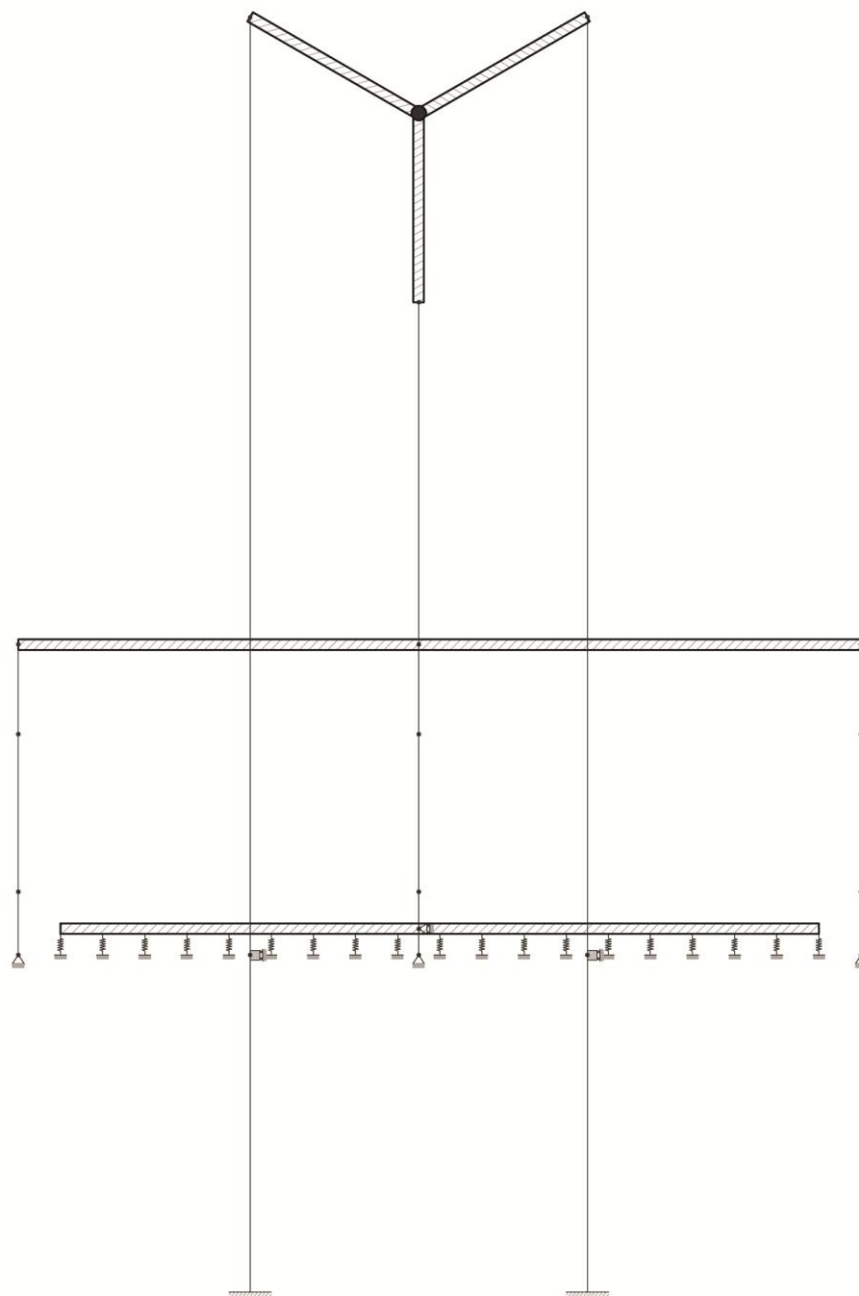


Fig. 5.1 – *Rappresentazione grafica del modello della colonna in OpenSees*

5.1.1 Colonna

La colonna è stata suddivisa in due elementi, separati dal punto in cui i dissipatori esterni sono collegati alla colonna. La parte inferiore non tiene conto degli effetti del guscio esterno in acciaio: infatti in questa regione gli sforzi di trazione, resistiti dai dissipatori, non sono ancora trasferiti al guscio, e quelli di compressione sono trascurabili, poiché il guscio non tocca la malta del giunto. La porzione superiore invece include la presenza del guscio esterno, attraverso la definizione dell'area omogeneizzata.

Nella realtà ci si aspetta che l'elemento colonna rimanga in campo elastico, ed è stato quindi modellato con un *elastic beam-column element*. Questo oggetto richiede la definizione dei nodi d'estremità, delle proprietà elastiche della sezione e del tipo di trasformazione geometrica (Fig. 5.2). Le rigidzze elastiche assiale e flessionale, indipendenti, sono definite a livello dell'elemento assegnando i valori del modulo elastico, E , l'area, A , e il momento di inerzia, I_z . In tab. 5.1 sono riportati i valori assegnati ai parametri in questione per i due elementi costituenti la colonna.

For a two-dimensional problem:

```
element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag <-mass $massDens>
```

Fig. 5.2 – Linea di comando per la definizione dell'elastic beam-column element in *OpenSees*

	E		A		I	
	(MPa)	(ksi)	(cm ²)	(in ²)	(cm ⁴)	(in ⁴)
elemento superiore	39645	5750	1535	238	410404	9860
elemento inferiore	39645	5750	1032	160	248406	5968

Tab 5.1 – Proprietà degli elementi elastici costituenti la colonna

La colonna è rappresentata dall'elemento evidenziato in rosso al centro della figura 5.3. Alla base si collega con il giunto di malta, rappresentato dal letto di molle, ed il nodo di collegamento è vincolato mediante un carrello che impedisce gli spostamenti orizzontali. Alla base la colonna può infatti ruotare e traslare in verticale, ovvero schiacciare o distaccarsi dalla malta del giunto, ma è bloccata orizzontalmente per effetto dell'attrito e dei dissipatori. Nonostante l'altezza complessiva sia stata suddivisa in due elementi, vi è continuità materiale nel nodo di collegamento fra i due.

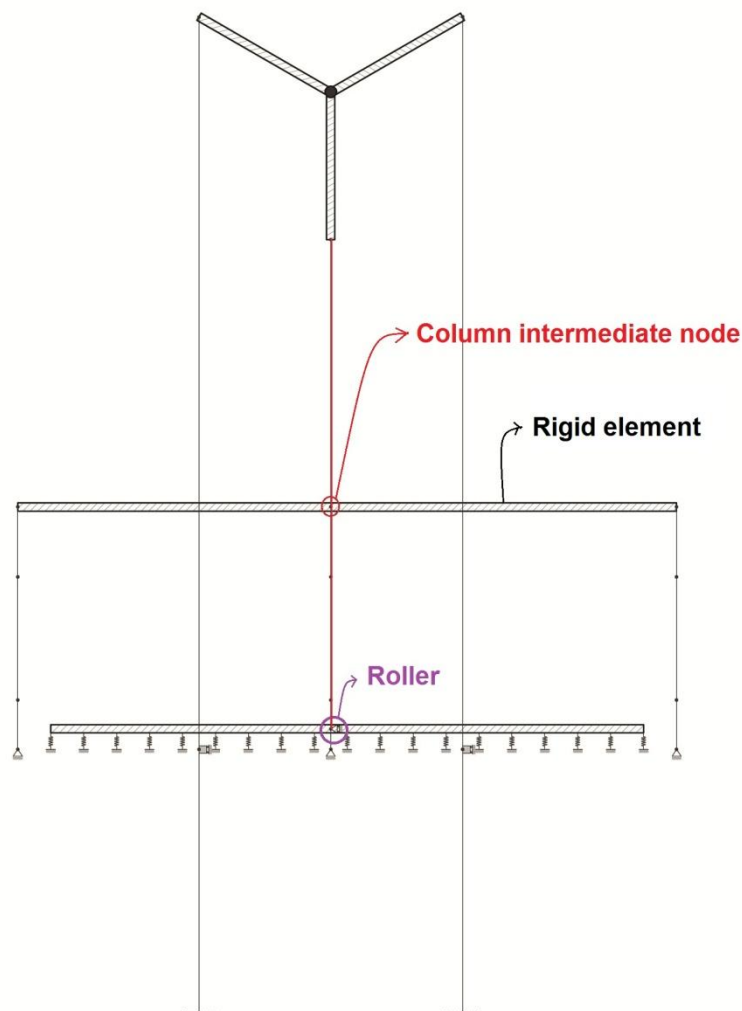


Fig. 5.3 – *Rappresentazione della colonna (in rosso) nel modello in OpenSees*

5.1.2 Blocco di carico

Il blocco di carico, ovvero la trave posta sulla sommità della colonna, è stato considerato nel modello analitico esclusivamente come punto a cui applicare le azioni verticali ed orizzontali (Fig. 5.4). La distanza tra tale punto e l'estremità superiore della colonna è stata presa pari a metà altezza del blocco. Poiché nella realtà ci si aspettano deformazioni trascurabili all'interno del blocco, il nodo superiore della colonna e il nodo corrispondente al blocco di carico sono stati collegati attraverso un elemento rigido. Tale elemento è stato creato come un *elastic beam-column element*, definendo per questo un elevato valore del modulo elastico e quindi di rigidezza.

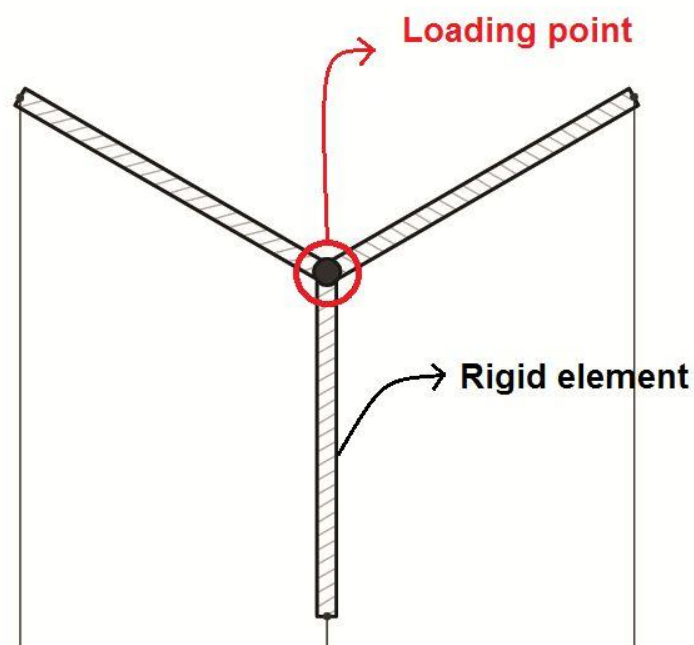


Fig. 5.4 – Dettaglio del blocco di carico nel modello in OpenSees

5.1.3 Barre di post-tensione e cuscinetti in gomma

Le barre di post-tensione e i cuscinetti in gomma dell'ancoraggio superiore sono stati modellati come barre equivalenti, considerando le loro rigidità in serie. La lunghezza è stata presa pari a quella di una barra reale, l'area pari a quella di due barre reali (nella proiezione sul piano verticale le barre di post-tensione si sovrappongono a due a due, e sono state così condensate), mentre sono stati ricavati un modulo elastico equivalente e un fattore bilineare equivalente alla serie barra-cuscinetti.

La barra equivalente è divisa in due parti: quella inferiore va dall'incastro posto alla base della fondazione all'incastro scorrevole posto all'altezza del giunto, e rappresenta la porzione di barra dell'ancoraggio all'interno della fondazione; la parte superiore va dall'incastro scorrevole ad un nodo corrispondente alla sommità del blocco di carico, ed è collegata al punto d'applicazione del carico attraverso degli elementi rigidi (Fig. 5.6).

Le barre equivalenti sono state modellate mediante bielle o *truss element*, poiché lavorano principalmente a sforzo assiale (Fig. 5.5). Il *truss element* è definito dai nodi d'estremità, dall'area della sezione e dal materiale. In questo caso, il materiale utilizzato è lo *Steel02* caratterizzato dalla legge costitutiva di Giuffrè-Menegotto-Pinto (Fig. 5.7). Questo materiale permette, attraverso uno dei suoi parametri, di attribuire alle barre uno sforzo di pretensione come tensione iniziale applicata.

I valori assegnati ai parametri della legge isteretica *Steel02* sono indicati in tabella 5.2.

```
element truss $eleTag $iNode $jNode $A $matTag <-rho $rho> <-doRayleigh $rFlag>
```

Fig. 5.5 - Linea di comando per la definizione del *truss element* in *OpenSees*

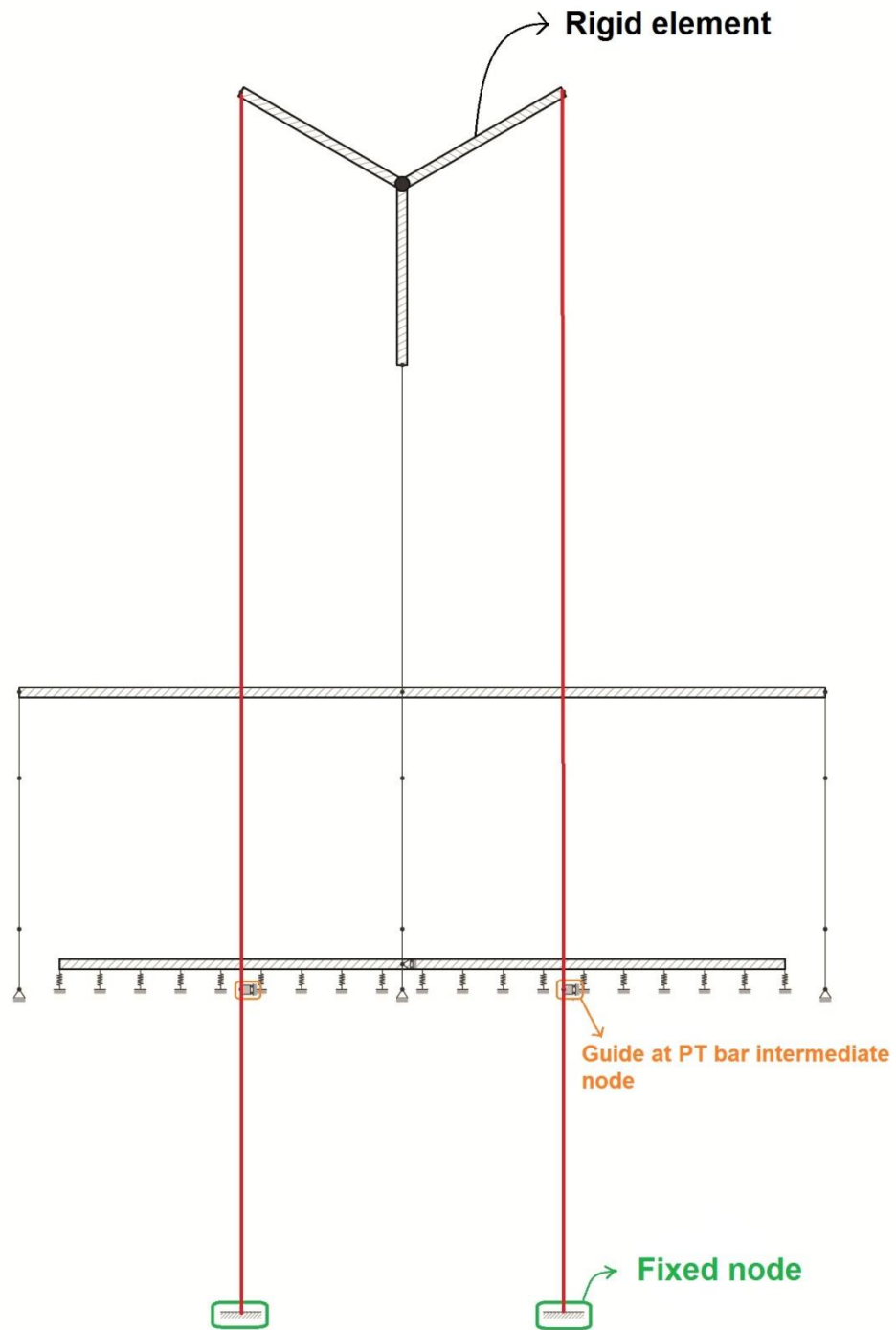
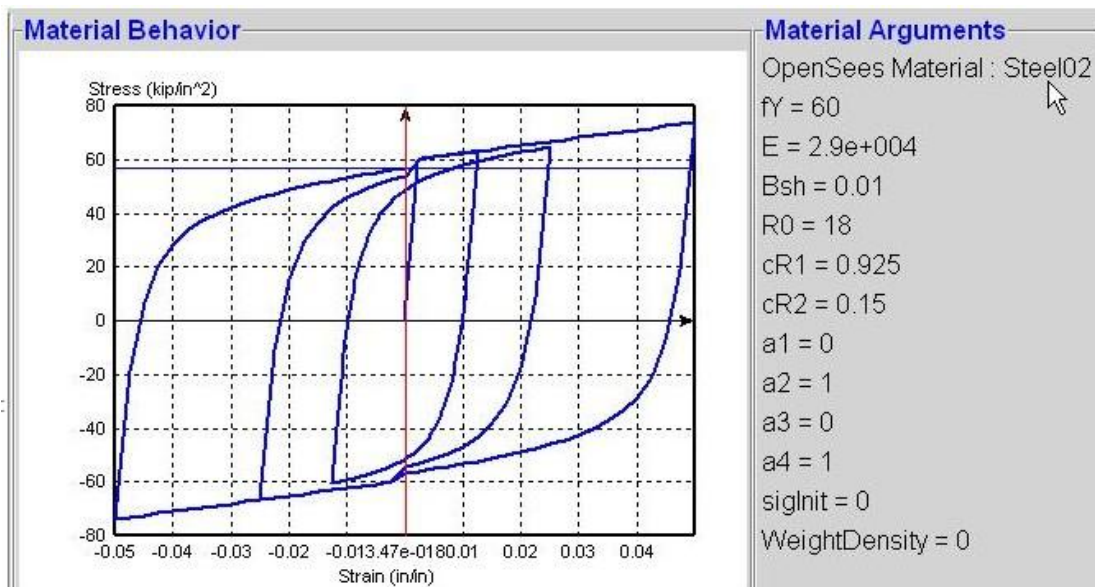


Fig. 5.6 – Barre di post-tensione equivalenti (in rosso) nel modello in OpenSees



```
uniaxialMaterial Steel02 $matTag $fY $E $b $R0 $cR1 $cR2 <$a1 $a2 $a3 $a4 $sigInit>
```

Fig. 5.7 – Esempio della legge isteretica del materiale Steel02 (Giuffrè-Menegotto-Pinto) e riga di comando per la sua definizione in OpenSees

f_y		E		b	R_0	cR_1	cR_2	a_1	a_2	a_3	a_4	$sigInit$	
(MPa)	(ksi)	(MPa)	(ksi)									(MPa)	(ksi)
827	120	116590	16910	b_{eq}	18	0.925	0.15	0	1	0	1	197	28.6

Tab. 5.2 – Valori assegnati alla legge costitutiva Steel02 per le barre di post-tensione

5.1.4 Giunto di malta

Il giunto di malta alla base della colonna è stato rappresentato nel modello in OpenSees tramite un letto di molle (Fig. 5.8). La sezione a corona circolare del letto di malta è stata suddivisa in 20 strisce perpendicolari alla direzione di caricamento laterale (Fig. 5.9); ciascuna striscia corrisponde ad una molla. La distanza di ogni molla dall'asse centrale della colonna è presa rispetto al punto medio di ogni striscia.

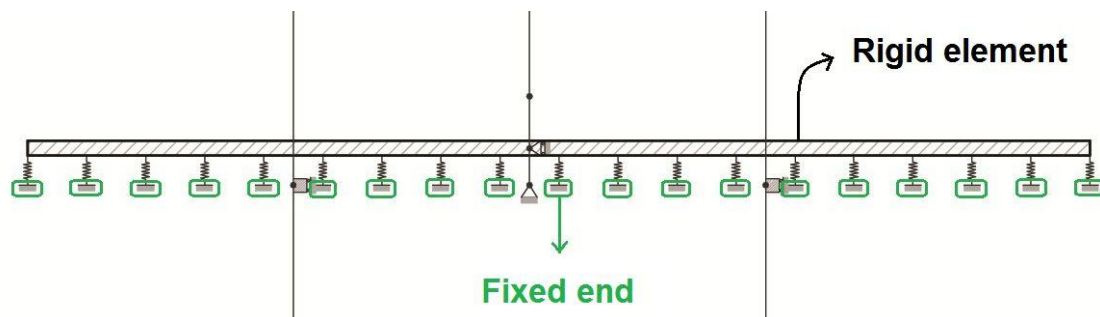


Fig. 5.8 – Modellazione del giunto di malta con un letto di molle in OpenSees

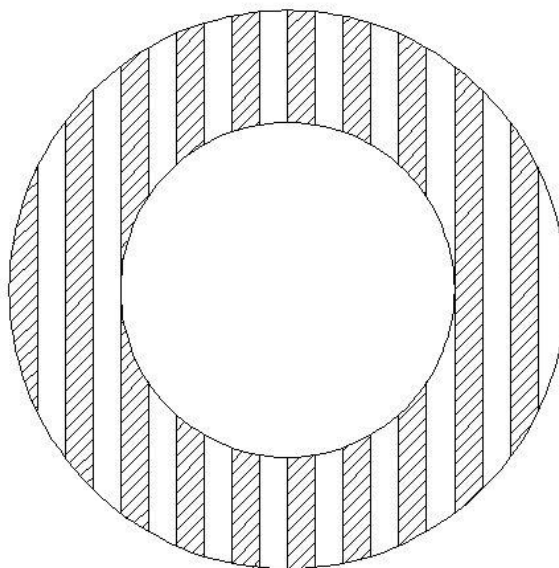


Fig. 5.9 – Suddivisione della sezione del giunto di malta

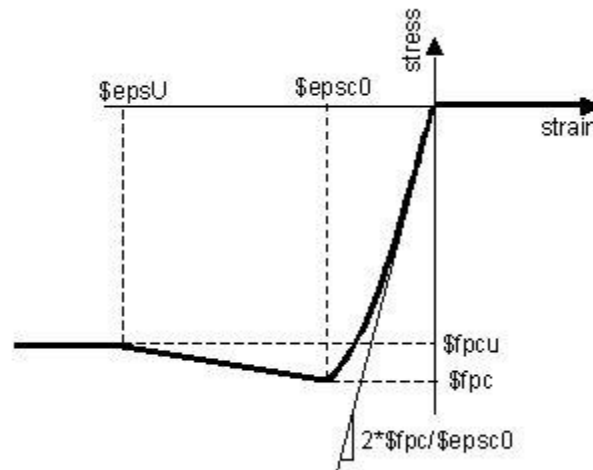
Elementi di tipo *truss* sono stati utilizzati per creare le molle. Queste, come rappresentato in figura 5.8, sono vincolate alla base con un incastro e collegate alla colonna grazie ad elementi rigidi. La lunghezza delle molle è pari allo spessore del giunto, ovvero 13 mm (1/2 inch).

Come legge costitutiva della malta del giunto è stato utilizzato il materiale *Concrete01* (Fig. 5.10). Questa particolare legge costitutiva non considera per il calcestruzzo alcuna resistenza a trazione ed è definita dai valori di resistenza a compressione, f_{pc} , dalla tensione ultima a compressione, f_{pcu} , e dai corrispondenti valori di deformazione, ϵ_{c0} ed ϵ_u .

Siccome la risposta non-lineare, nella realtà, non si limita al letto di malta ma si estende al calcestruzzo della colonna, qui modellata come elastica-lineare, si è reso

necessario modificare i valori delle deformazioni ϵ_{c0} ed ϵ_u rispetto a quelli sperimentali. I valori equivalenti sono stati ricavati moltiplicando quelli sperimentali per il rapporto fra la lunghezza realmente interessata dalla non-linearità e lo spessore del letto di molle. In passati esperimenti è stato osservato che la lunghezza interessata dalla risposta non-lineare è circa pari alla profondità dell'asse neutro, qui assunta pari a 8.9 cm (3.5 inch) ovvero 0.175 volte il diametro esterno della colonna.

I valori assegnati ai parametri della legge costitutiva *Concrete01* sono riportati in tabella 5.3.



`uniaxialMaterial Concrete01 $matTag $fpc $\epsilon_{psc0} $fpcu $\epsilon_{psU}`

Fig. 5.10 – Legge tensione-deformazione del materiale *Concrete01* e riga di comando per la sua definizione in *OpenSees*

f_{pc}		ϵ_{c0}	f_{pcu}		ϵ_u
(MPa)	(ksi)	(%)	(MPa)	(ksi)	(%)
50	7.3	0.0025	0.0006	0.0001	0.15

Tab. 5.3 – Valori assegnati alla legge costitutiva *Concrete01* per il letto di molle

5.1.5 Dissipatori d'energia esterni

Si considera che i dissipatori esterni lavorino principalmente a sforzo assiale e solo marginalmente a flessione, perciò il solo comportamento assiale è modellato come non-lineare, mentre quello flessionale è lasciato elastico. Per poter riprodurre

analiticamente un elemento che si deforma assialmente sarebbe naturale l'impiego di un *truss element*. Tuttavia è necessario suddividere ciascun componente in tre parti, per poter differenziare l'area della parte centrale da quella delle estremità: perciò i dissipatori sono stati modellati mediante *displacement-based beam-column element* (Fig. 5.11) al fine di evitare meccanismi labili.

```
element dispBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag <-mass $massDens> <-iter $maxIters $tol>
<-integration $intType>
```

Fig. 5.11 - Linea di comando per la definizione del *displacement-based beam-column element* in *OpenSees*

Questo comando è utilizzato per costruire un “oggetto trave” basato sulla formulazione agli spostamenti, che considera la diffusione della plasticità lungo l'elemento. La collocazione dei punti di integrazione, in questo caso 3 per ciascun segmento, segue la legge di quadratura di Gauss-Lobatto. E' stato poi impiegato il comando *Section Aggregator*, che permette di conferire alla sezione diverse proprietà per il comportamento assiale, flessionale e torsionale.

I dissipatori di nord e sud sono collegati alla colonna principale attraverso elementi rigidi mentre quelli centrali, essendo ad essa sovrapposti, sono stati vincolati con la funzione *EqualDOF*. Questo comando è utilizzato per costruire un vincolo tra i gradi di libertà di due nodi. Il nodo inferiore è vincolato invece mediante una cerniera (Fig. 5.12). Inoltre, siccome i dissipatori si sovrappongono a due a due nella proiezione sul piano verticale, le aree di due dissipatori sovrapposti sono state unite in un singolo elemento.

Il modello del materiale impiegato anche in questo caso è lo *Steel02* (Fig. 5.7), ma le proprietà e i parametri differiscono dal caso delle barre di post-tensione. In particolare, qui il modello costitutivo viene utilizzato a livello di relazione sforzo assiale-allungamento, non tensione-deformazione. Le tensioni sono perciò sostituite da forze assiali, e il modulo elastico dalla rigidità assiale *EA*. I valori sono riportati in tabella 5.4.

	$f_y A$	AE	b	R_0	c_{R1}	c_{R2}	a_1	a_2	a_2	a_4
parti terminali	220	100480	0.01	18	0.925	0.15	0.007	3	0	1
parte centrale	55	24960	0.01	18	0.925	0.15	0.007	3	0	1

Tab. 5.4 – Valori assegnati alla legge costitutiva *Steel02* per i dissipatori esterni

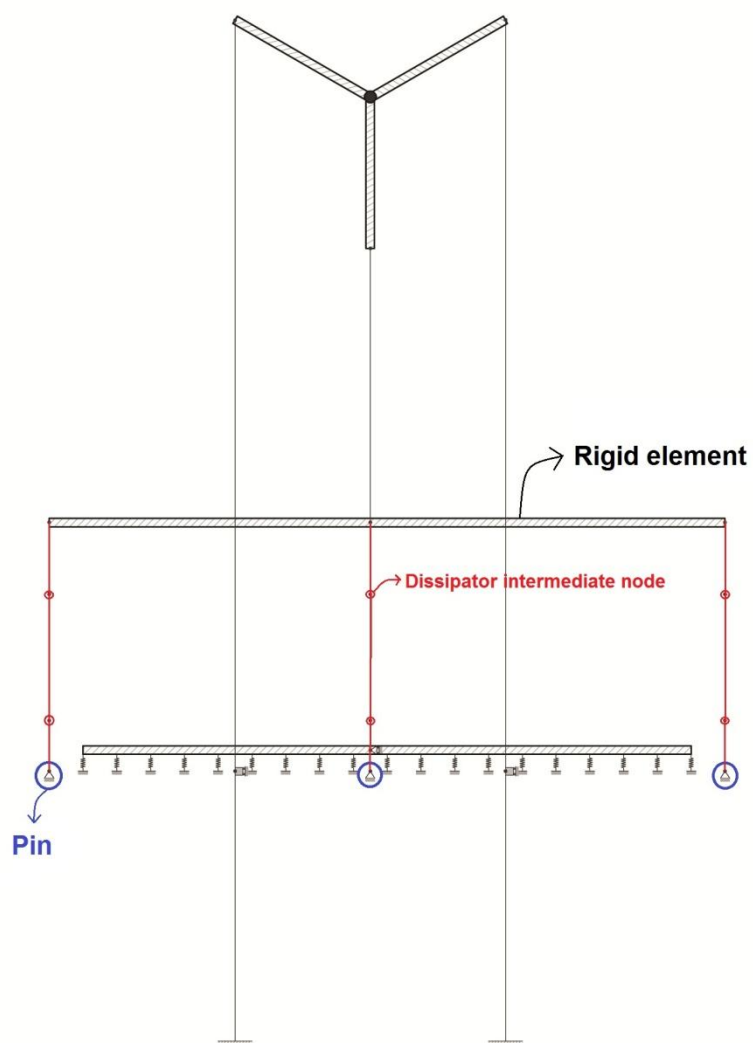


Fig. 5.12 – Rappresentazione grafica dei dissipatori esterni (in rosso) nel modello in *OpenSees*

5.2 Parametri dell'analisi

In *OpenSees*, l'analisi è un oggetto che è ottenuto come aggregazione di altri componenti. Si tratta di oggetti che definiscono i parametri dell'analisi. I componenti dell'analisi, come elencato qui di seguito, includono:

1. *Constraint Handler* (gestione dei vincoli): determina come le condizioni di vincolo vengono numericamente applicate durante l'analisi, come vengono gestite le condizioni al contorno e gli spostamenti imposti.
2. *DOF Numberer* (numerazione dei gradi di libertà): determina la mappatura tra il numero delle equazioni e i gradi di libertà.
3. *System Of Equation Solver* (solutore del sistema d'equazioni): specifica, all'interno dell'algoritmo di soluzione, come memorizzare e risolvere il sistema di equazioni durante l'analisi.
4. *Integrator* (integratore): determina il tipo di applicazione del carico, in controllo di forze o di spostamenti, e il passo degli step.
5. *Convergence Test* (test di convergenza): determina il criterio e la tolleranza per stabilire se al passo corrente si è raggiunta la convergenza.
6. *Solution Algorithm* (algoritmo di soluzione): determina il tipo di algoritmo adottato per risolvere l'equazione non lineare al passo temporale corrente.
7. *Analysis Type* (tipo di analisi): determina se svolgere un'analisi statica o dinamica.

Il protocollo di carico del test, descritto nel Capitolo 3, viene seguito per l'applicazione dei carichi nel modello numerico. La colonna è sottoposta inizialmente ad un carico verticale, applicato in controllo di forza e mantenuto costante durante l'intera prova. Successivamente viene applicato il carico ciclico laterale, prima in controllo di forze e poi di spostamenti. Le seguenti opzioni sono state scelte per i parametri di controllo dell'analisi sopra elencati:

1. *Constraint Handler: Transformation* - trasforma la matrice di rigidità condensando i gradi di libertà vincolati. Questo metodo riduce la dimensione del sistema per i vincoli multipli ed è consigliato per l'analisi transitoria. Tuttavia, non va utilizzato quando i nodi sono vincolati in serie.
2. *DOF Numberer: Plain* - per problemi molto piccoli e solutori con matrici sparse che forniscono il proprio schema di numerazione, l'ordine non è troppo importante, per cui viene impiegato quello scelto dall'utente.
3. *System Of Equations Solver: ProfileSPD* - viene utilizzato per sistemi con matrice simmetrica definita positiva.
4. *Integrator:*
 - a. *LoadControl* - questo integratore procede assegnando incrementi di forza ad uno o più gradi di libertà.
 - b. *DisplacementControl* - questo integratore controlla lo spostamento incrementale di un grado di libertà.
5. *Convergence Test: NormDispIncr* - specifica una tolleranza sulla norma degli incrementi spostamento all'iterazione corrente. Dato l'elevato numero di iterazioni necessarie per ottenere la convergenza in alcuni step, in questi casi si è scelto di aumentare la tolleranza.
6. *Solution Algorithm:*
 - a. *Newton* - l'algoritmo risolutore è quello di Newton Raphson. Questo metodo è il più usato e il più robusto per la soluzione delle equazioni algebriche non lineari. La tangente viene aggiornata ad ogni iterazione.
 - b. *Newton-initial* - dato l'elevato numero di iterazioni necessarie per ottenere la convergenza in alcuni step, in questi casi si è scelto di passare a questo algoritmo, che mantiene nel corso di tutte le iterazioni la rigidità iniziale.
7. *Analysis Type: Static* - l'applicazione delle forze verticali ed orizzontali è di tipo statico.

Capitolo 6

Confronto fra Risultati Numerici e Sperimentali

Il presente capitolo mostra un confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali, in merito alla risposta forza-spostamento laterale del sistema, la deformazione delle barre di post-tensione, e il comportamento isteretico dei dissipatori.

6.1 Risposta isteretica laterale del sistema



Fig. 6.1 – Vista laterale del provino durante l'ultimo ciclo di carico

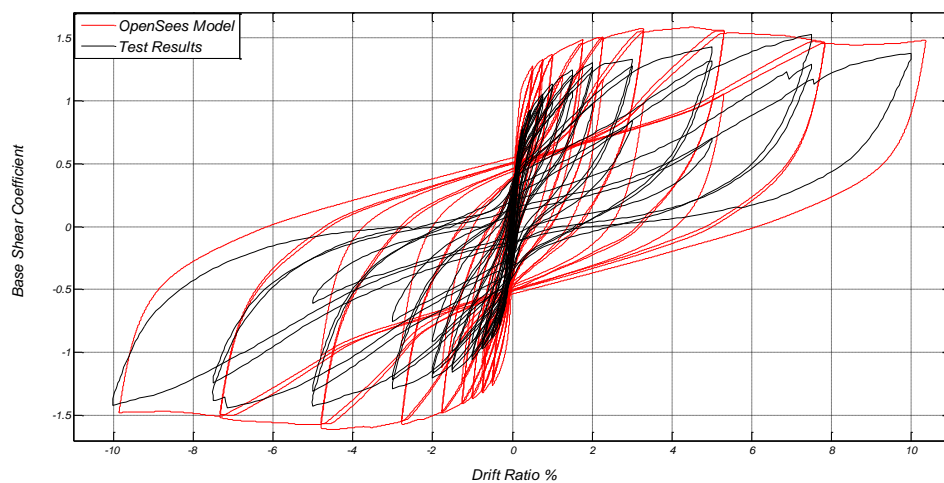


Fig. 6.2 – *Confronto dell'intera risposta isteretica ottenuta per via numerica con quella sperimentale*

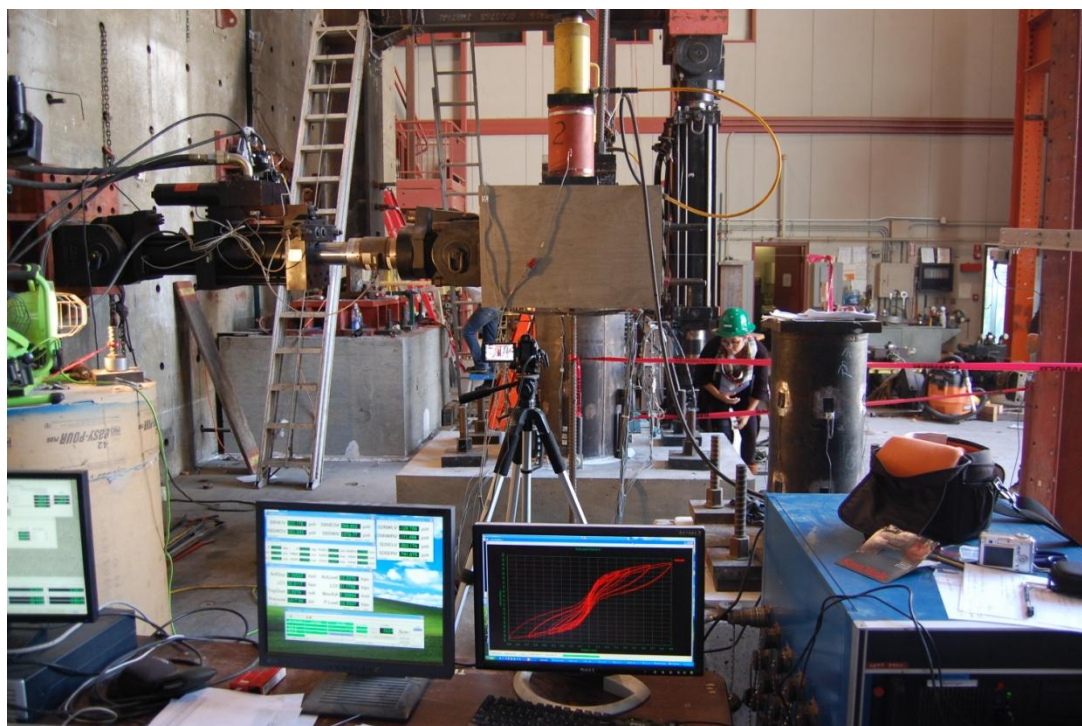


Fig. 6.3 – *Configurazione del sistema durante il ciclo a +/- 3% di drift ratio*

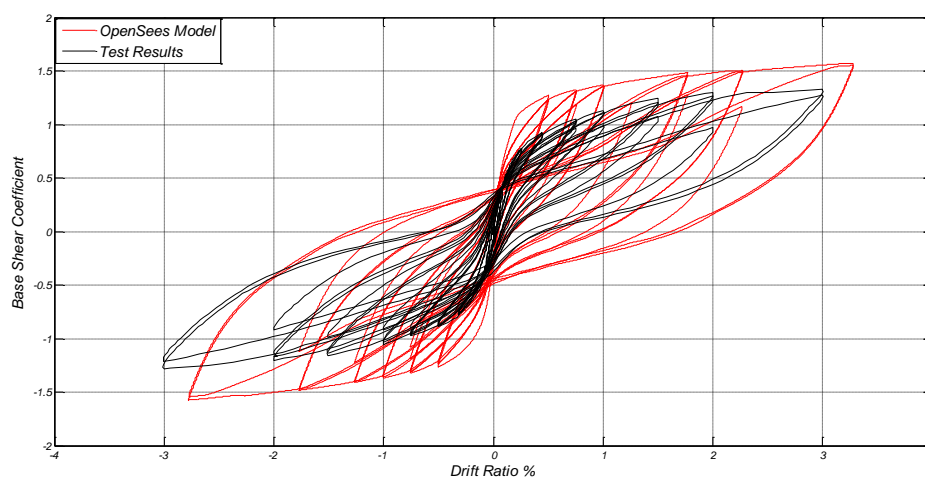


Fig. 6.4 – Confronto della risposta isteretica ottenuta per via numerica con quella sperimentale, fino ai cicli a $\pm 3\%$ di drift ratio

Le figure 6.1 e 6.3 mostrano il provino durante i cicli di carico al $\pm 10\%$ e al $\pm 3\%$ di *drift ratio*, rispettivamente. I grafici presentano il confronto tra i dati sperimentali e quelli ottenuti con il modello numerico in *OpenSees*, per l'intera storia di carico (Fig 6.2) e per i cicli fino al $\pm 3\%$ (Fig.6.4). Sull'asse delle ascisse è riportato il rapporto tra lo spostamento laterale e l'altezza della colonna in percentuale (*drift ratio*), mentre su quello delle ordinate il rapporto tra la forza orizzontale e il carico verticale equivalente al peso (*base shear coefficient*).

Il confronto evidenzia due principali incongruenze fra predizione numerica ed effettivo comportamento. La prima riguarda la prematura perdita della capacità di auto-centramento da parte del modello: infatti si nota che, a partire dai cicli a $\pm 1\%$ di *drift ratio*, lo spostamento residuo nella simulazione non si restringe attorno allo zero ad ogni inversione di carico, come invece mostrano i dati sperimentali.

Un secondo aspetto è che il valore di resistenza, in termini di forza laterale, fornito dal modello è superiore a quello reale. La differenza è particolarmente notevole nei cicli iniziali, dove anche la rigidità del sistema indicata dal modello supera quella reale.

Queste inesattezze sottolineano la necessità di rifinire il modello numerico. Particolare attenzione va posta nella modellazione dei dissipatori esterni, per i quali vengono predette forze maggiori rispetto a quelle reali, come discusso nel seguito.

Anche la modellazione del letto di malta e la scelta dei parametri del materiale delle molle giocano un ruolo importante, soprattutto sulla capacità ricentrante.

6.2 Storia di deformazione sulle barre di post-tensione

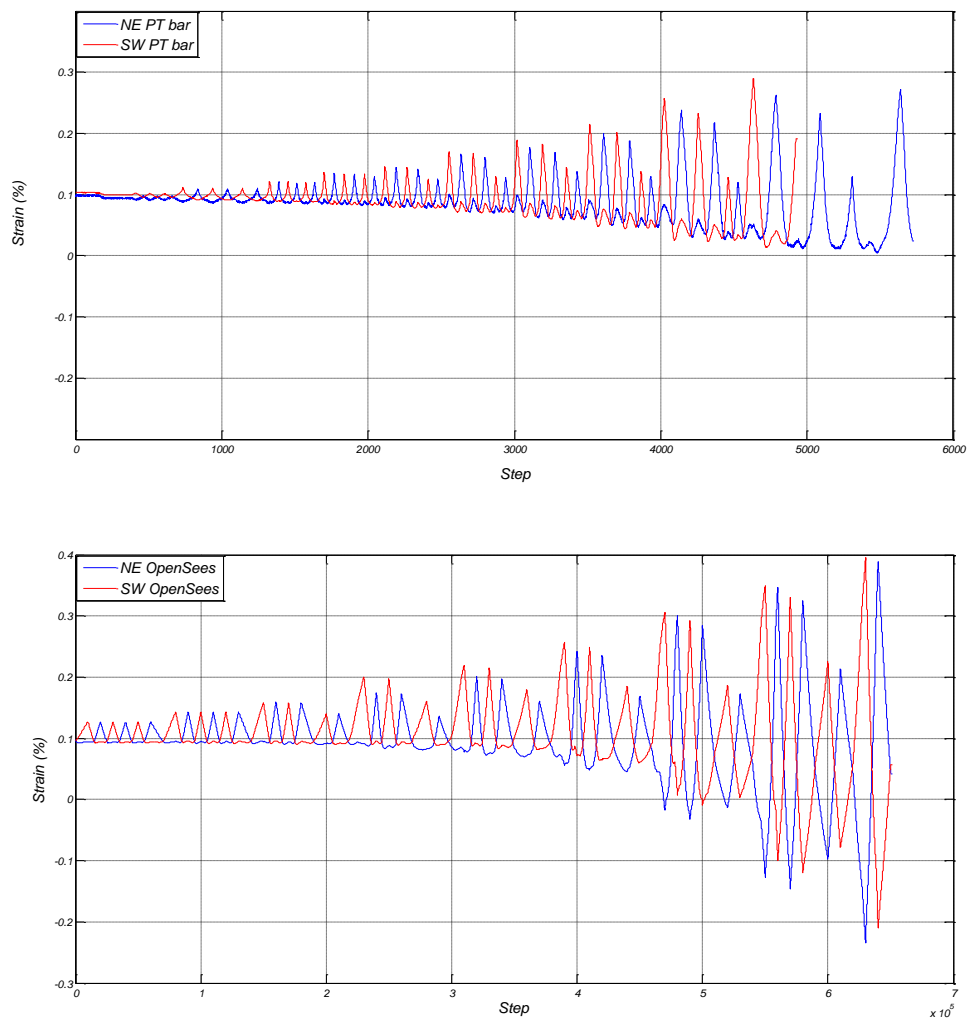


Fig. 6.5 – *Confronto dell'intera storia di deformazione sulle barre post-tese ottenuta per via numerica con quella sperimentale*

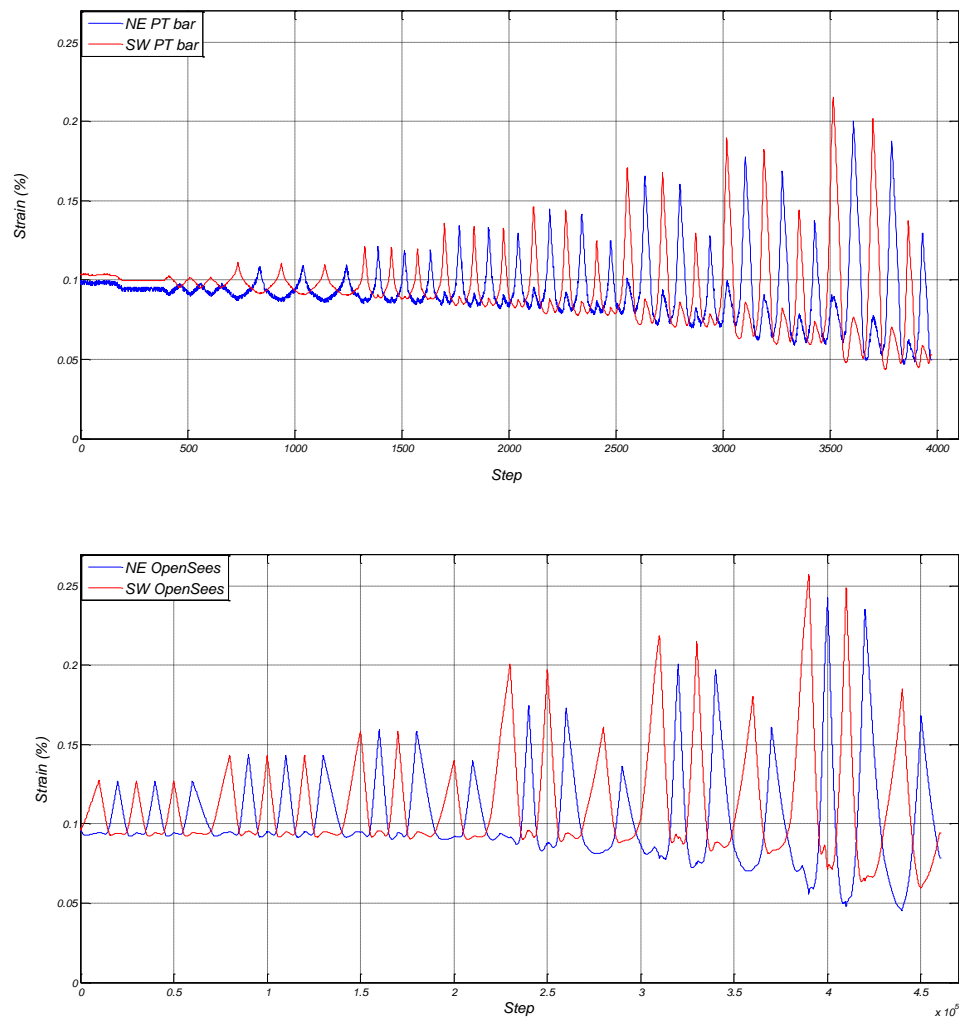


Fig. 6.6 – Confronto della storia di deformazione sulle barre post-tese ottenuta per via numerica con quella sperimentale, fino ai cicli a $\pm 3\%$ di drift ratio

Nei precedenti grafici è riportata la storia di deformazione sulle barre di post-tensione, considerando l'intero protocollo di carico (Fig 6.5) e i cicli fino al $\pm 3\%$ di drift ratio (Fig. 6.6). I risultati numerici sono confrontati con quelli ottenuti dalla prova. Poiché il modello analitico è stato realizzato in 2D la barra di destra rappresenta la barra strumentata di sud-ovest (SW) mentre quella di sinistra la barra strumentata di nord-est (NE).

Il confronto dei grafici mostra una buona congruenza tra i dati sperimentali e quelli numerici, con differenze più accentuate nei primi cicli. In generale si osserva che la deformazione sulle barre di post-tensione viene sovrastimata dal modello numerico

rispetto al caso reale. Ciò comporta una predizione per eccesso anche della forza offerta da queste barre, rimanendo esse elastiche, e questa potrebbe essere una causa delle incongruenze fra risultati numerici e sperimentali nella risposta forza-spostamento globale. La notevole discrepanza nei cicli superiori al 5% di *drift ratio* non deve sorprendere, perché non ci si aspetta di cogliere con questo modello il comportamento vicino al collasso.

6.3 Risposta isteretica dei dissipatori

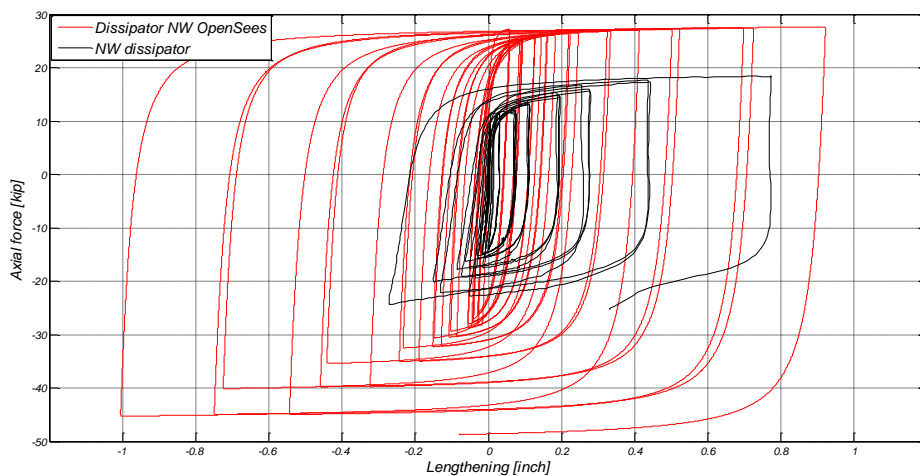


Fig. 6.7 – Confronto della risposta isteretica del dissipatore di nord-ovest ottenuta per via numerica con quella sperimentale

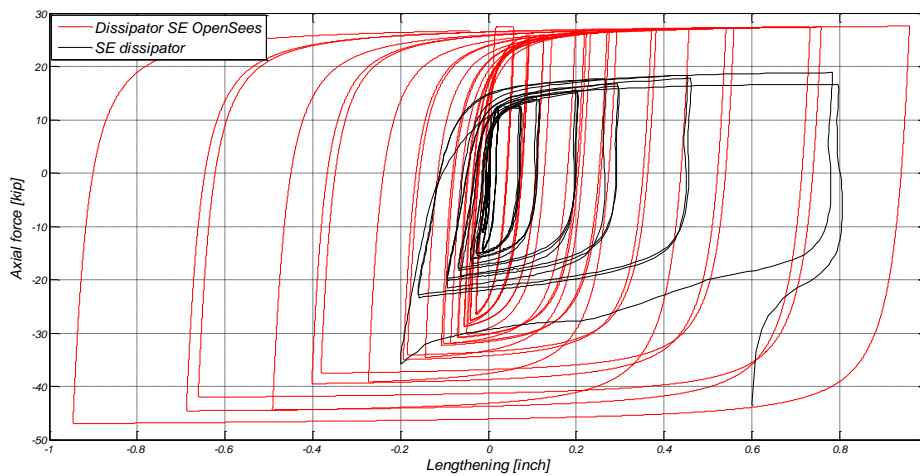


Fig 6.8 – Confronto della risposta isteretica del dissipatore di sud-est ottenuta per via numerica con quella sperimentale

Le figure 6.7 e 6.8 rappresentano la relazione fra sforzo assiale sul dissipatore e l'allungamento dello stesso, considerando i dispositivi di nord-ovest (NW) e sud-est (SE): il dissipatore di destra nel modello rappresenta quello strumentato di sud-est, mentre quello di sinistra il dissipatore strumentato di nord-ovest.

La risposta ciclica predetta numericamente si discosta abbastanza da quella registrata sperimentalmente. Lo sforzo assiale nel modello supera notevolmente quello verificatosi durante la prova, specialmente considerando il comportamento a compressione. Si può infatti osservare che, anche nella realtà, lo sforzo normale resistito dal dispositivo a compressione è maggiore di quello a trazione, a parità di deformazione in valore assoluto; ciò è dovuto alla collaborazione della malta iniettata nel tubo alla resistenza a compressione. Tuttavia, la differenza offerta dal modello supera decisamente quella reale.

La sovrastima del contributo resistente dei dissipatori, sia a trazione che a compressione, può essere considerata la causa principale delle discrepanze osservate sulle figure 6.2 e 6.4 fra la risposta globale numerica e quella sperimentale. Tale sovrastima da un lato induce una predizione per eccesso della forza laterale, dall'altro provoca una repentina perdita di capacità ricentrante: infatti le forze di post-tensione e gravità nel modello non sono in grado di vincere la resistenza dei dissipatori e non riescono a riportare il sistema nella configurazione iniziale, cosa che invece succedeva durante l'esperimento.

E' necessaria una più accurata scelta dei valori per i parametri del materiale *Steel02*, al fine di riprodurre meglio il comportamento dei dissipatori sia a trazione che a compressione.

Capitolo 7

Conclusioni

Test precedenti avevano già dimostrato l'efficienza dei sistemi ibridi, simili a quello che è stato sviluppato in questo studio, in termini di capacità di auto-centramento e dissipazione d'energia. I risultati sperimentali ottenuti a UCSD sulle colonne *dual-shell* confermano i vantaggi di questi sistemi applicati alle colonne da ponte, se comparati alla tradizionale configurazione monolitica. I vantaggi principali del sistema ibrido proposto sono: la rapidità di costruzione, il comportamento ricentrante che garantisce deformazioni residue o permanenti trascurabili, la notevole riduzione del danneggiamento negli elementi strutturali, e un comportamento isteretico globale stabile fino elevati livelli di duttilità.

Dal punto di vista costruttivo, l'utilizzo di due gusci come casseforme a perdere e come sostituti della gabbia d'armatura convenzionale rappresenta un significativo risparmio in termini temporali ed economici. La possibilità di prefabbricare le colonne da un lato riduce gli oneri e i tempi di cantiere, con minori rischi per gli addetti alla costruzione e minore impatto sull'ambiente circostante, dall'altro consente di ottenere prodotti di qualità più controllata. Il ricorso ad una sezione cava riduce poi il peso dell'elemento strutturale, facilitandone il trasporto e la messa in opera.

Un aspetto che contribuisce particolarmente alla riduzione dei costi di manutenzione e riparazione è la concentrazione del danno nei dissipatori esterni, che agiscono da elementi "sacrificali". Questi componenti possono essere facilmente ispezionati, sia periodicamente sia dopo eventi sismici di elevata intensità, e possono essere agevolmente sostituiti qualora se ne ponga la necessità. Miglioramenti possono essere apportati al collegamento di questi dispositivi alla colonna, per prevenire o ritardare la distorsione flessionale osservata al raggiungimento del 3% di *drift ratio*.

L'impiego di barre, al posto di trefoli, per applicare la post-tensione, consente di affrontare il problema della corrosione e dell'eventuale snervamento di questi componenti, sollevato in passato. E' possibile infatti ritensionare o detensionare e sostituire le barre, garantendo così la forza di post-tensione fondamentale per un

comportamento ricentrante. Si è dimostrato come l'uso di guaine iniettate di malta, per proteggere le barre dalla corrosione, non ne precluda la sostituzione, poiché le barre possono essere svitate dall'ancoraggio alla base insieme alla guaina e alla malta. Si è anche introdotto l'uso di cuscinetti in gomma all'ancoraggio, per ridurre gli incrementi di trazione sulle barre, dovuti alla rotazione alla base, e prevenirne così lo snervamento.

Un altro difetto osservato durante lo svolgimento di prove precedenti era l'insufficiente resistenza a compressione del giunto di malta alla base. Per superare questo inconveniente si è scelto di utilizzare un particolare composto di malta ad elevate prestazioni con aggregati metallici. Nonostante ciò anche in questo caso si è verificata una prematura crisi del letto di malta poco oltre il 3% di *drift ratio*, con una progressiva perdita di tensione nelle barre e quindi della capacità di auto-centramento. Per questo motivo, per gli esperimenti a venire si è deciso di aggiungere fibre di polipropilene alla malta, o di impiegare un materiale particolarmente resistente a compressione e a fatica.

Il confronto dei risultati sperimentali con quelli numerici, forniti dal modello bidimensionale in *OpenSees*, ha mostrato un'ancora non pienamente soddisfacente accuratezza nella predizione del comportamento. La modellazione può essere migliorata sotto vari aspetti, per esempio: la scelta del tipo di elementi con cui rappresentare i diversi componenti, la discretizzazione degli elementi e delle loro sezioni trasversali, la scelta dei materiali e dei parametri che ne definiscono il legame costitutivo. Attenzione particolare va posta nella modellazione dei dissipatori isteretici e del giunto di malta, componenti maggiormente soggetti ad escursioni non-lineari durante l'eccitazione sismica. E' tuttora in corso l'estensione del modello in *OpenSees* al caso tridimensionale.

Si può concludere che, quando vengono combinate le elevate capacità sismiche con la semplicità e la rapidità di costruzione, le colonne *dual-shell* offrono una valida alternativa alle attuali strutture da ponte monolitiche in cemento armato. Esse possono soddisfare le aspettative del programma ABC per l'accelerazione nella costruzione dei ponti, e possono consentire notevoli risparmi sugli interventi post-sisma.

Appendice A

Vengono di seguito riportate le tabelle con i valori di resistenza a compressione dei provini cilindrici del getto di calcestruzzo di colonna, fondazione e blocco di carico.

	(MPa)	(ksi)
provino n°1,28	65.71	9.53
provino n°2,28	65.16	9.45
provino n°3,28	65.78	9.54

	(MPa)	(ksi)
provino n°1,49	69.57	10.09
provino n°2,49	69.36	10.06
provino n°3,49	71.57	10.38

Tab. A.1 – *Valori di resistenza a compressione di prove effettuate su 3 provini cilindrici a 28 gg e 49 gg*

Appendice B

Viene di seguito riportato lo script per il modello 2D della *rocking column* in *OpenSees*.


```

# Rocking column 2D model

# units: kip, inch

# SET UP -----
-----
wipe;                # clear opensees model
set dataDir Data
file mkdir $dataDir
model basic -ndm 2 -ndf 3;    # 2 dimensions, 3 dof per node

# define GEOMETRY
#-----
# nodal coordinates:

node 2 0. 0.5;      # mortar
node 3 0. 13.5;    # master node for dissipator
node 4 0. 34.5;    # last node column
node 23 0. 44.5;   # node for applied loads

#--- nodal coordinates for PT bars e rubber springs-----

node 64 -4. -20.;
node 66 4. -20.;
node 70 -4. 0.;
node 71 4 0.;
node 65 -4. 60.25;
node 67 4. 60.25;

# nodal coordinates for the external dissipators:

node 11 0. 0.;      # fixed base node of central dissipator
node 12 0. 13.5;    # top node of centrdissip
node 13 -9.95 0.;   # fixed base node to the left dissipator
node 14 -9.95 13.5; # top node of leftdissip
node 15 9.95 0.;    # fixed base node to the right dissipator
node 16 9.95 13.5;  # top node of rightdissip
node 17 0. 2.3;     # middle node in centraldissip
node 18 0. 9.7;     # middle node in centraldissip
node 19 -9.95 2.3;  # middle node in leftdissip
node 20 -9.95 9.7;  # middle node in leftdissip
node 21 9.95 2.3;   # middle node in rightdissip
node 22 9.95 9.7;   # middle node in rightdissip

# ----- nodal coordinates mortar springs -----

node 24 0.5 0.;     # start numbering nodes for the ten right
springs
node 25 0.5 0.5;

```

```
node 26 1.5 0.;
node 27 1.5 0.5;
node 28 2.5 0.;
node 29 2.5 0.5;
node 30 3.5 0.;
node 31 3.5 0.5;
node 32 4.5 0.;
node 33 4.5 0.5;
node 34 5.5 0.;
node 35 5.5 0.5;
node 36 6.5 0.;
node 37 6.5 0.5;
node 38 7.5 0.;
node 39 7.5 0.5;
node 40 8.5 0.;
node 41 8.5 0.5;
node 42 9.5 0.;
node 43 9.5 0.5;

node 44 -0.5 0.;           # start numbering nodes for the ten left
springs
node 45 -0.5 0.5;
node 46 -1.5 0.;
node 47 -1.5 0.5;
node 48 -2.5 0.;
node 49 -2.5 0.5;
node 50 -3.5 0.;
node 51 -3.5 0.5;
node 52 -4.5 0.;
node 53 -4.5 0.5;
node 54 -5.5 0.;
node 55 -5.5 0.5;
node 56 -6.5 0.;
node 57 -6.5 0.5;
node 58 -7.5 0.;
node 59 -7.5 0.5;
node 60 -8.5 0.;
node 61 -8.5 0.5;
node 62 -9.5 0.;
node 63 -9.5 0.5;

# Single point constraints -- Boundary Conditions

fix 2 1 0 0;           # roller at the base of the column
fix 64 1 1 1;         # fixed end at the base of the left PT bar
fix 66 1 1 1;         # fixed end at the base of the right PT bar
fix 70 1 0 1;         # guide left PT bar
fix 71 1 0 1;         # guide right PT bar
fix 11 1 1 0;        # pin central dissipator
fix 13 1 1 0;        # pin left dissipator
fix 15 1 1 0;        # pin right dissipator
```

```
fix 24 1 1 1; # fixed end springs mortar bed
fix 26 1 1 1;
fix 28 1 1 1;
fix 30 1 1 1;
fix 32 1 1 1;
fix 34 1 1 1;
fix 36 1 1 1;
fix 38 1 1 1;
fix 40 1 1 1;
fix 42 1 1 1;
fix 44 1 1 1;
fix 46 1 1 1;
fix 48 1 1 1;
fix 50 1 1 1;
fix 52 1 1 1;
fix 54 1 1 1;
fix 56 1 1 1;
fix 58 1 1 1;
fix 60 1 1 1;
fix 62 1 1 1;
```

```
#Define geometric trasformation
geomTransf Linear 100;
```

```
#----- rigidLink -----
equalDOF 3 12 1 2 3; # tying between column and central dissip
```

```
#----- RigidElement-----
set rdr 35; # tag for the Rigid Element
set rdl 36;
set rload 37;
set rPTr 100;
set rPTl 101;
```

```
set r1r 38;
set r2r 39;
set r3r 40;
set r4r 41;
set r5r 42;
set r6r 43;
set r7r 44;
set r8r 45;
set r9r 46;
set r10r 47;
```

```
set r1l 48;
set r2l 49;
set r3l 50;
set r4l 51;
```

```

set r5l 52;
set r6l 53;
set r7l 54;
set r8l 55;
set r9l 56;
set r10l 57;

set Ir 55414.3;          # Inertia moment for the Rigid Element
set Iload 32648.5;
set IPT 61669.3;
set I1 1632.4;
set I2 4897.3;
set I3 8162;
set I4 11463;
set I5 14691.8;
set I6 17956.7;
set I7 21221.5;
set I8 24486.4;
set I9 27751.2;
set I10 31016;

set ar 835;             # Section areas Rigid Element
set aload 642;
set aPT 880;
set a1 143;
set a2 249;
set a3 314;
set a4 380;
set a5 430;
set a6 464;
set a7 515;
set a8 555.7;
set a9 589.6;
set a10 624.6;

set Espring 29000;

element elasticBeamColumn $rdr 3 16 $ar $Espring $Ir 100
element elasticBeamColumn $rdl 3 14 $ar $Espring $Ir 100

element elasticBeamColumn $rload 4 23 $aload $Espring $Iload 100

element elasticBeamColumn $rPTr 23 67 $aPT $Espring $IPT 100
element elasticBeamColumn $rPTl 23 65 $aPT $Espring $IPT 100

element elasticBeamColumn $r1r 2 25 $a1 $Espring $I1 100
element elasticBeamColumn $r2r 2 27 $a2 $Espring $I2 100
element elasticBeamColumn $r3r 2 29 $a3 $Espring $I3 100
element elasticBeamColumn $r4r 2 31 $a4 $Espring $I4 100
element elasticBeamColumn $r5r 2 33 $a5 $Espring $I5 100
element elasticBeamColumn $r6r 2 35 $a6 $Espring $I6 100

```

```

element elasticBeamColumn $r7r 2 37 $a7 $Espring $I7 100
element elasticBeamColumn $r8r 2 39 $a8 $Espring $I8 100
element elasticBeamColumn $r9r 2 41 $a9 $Espring $I9 100
element elasticBeamColumn $r10r 2 43 $a10 $Espring $I10 100

element elasticBeamColumn $r11 2 45 $a1 $Espring $I1 100
element elasticBeamColumn $r21 2 47 $a2 $Espring $I2 100
element elasticBeamColumn $r31 2 49 $a3 $Espring $I3 100
element elasticBeamColumn $r41 2 51 $a4 $Espring $I4 100
element elasticBeamColumn $r51 2 53 $a5 $Espring $I5 100
element elasticBeamColumn $r61 2 55 $a6 $Espring $I6 100
element elasticBeamColumn $r71 2 57 $a7 $Espring $I7 100
element elasticBeamColumn $r81 2 59 $a8 $Espring $I8 100
element elasticBeamColumn $r91 2 61 $a9 $Espring $I9 100
element elasticBeamColumn $r101 2 63 $a10 $Espring $I10 100

# -----SPRINGS CONCRETE MATERIAL-----
-
set mortarTag 1; # tag reinforced concrete material
set fpcc -7.3;
set ecc0 -0.0025;
set Lreal 5.;
set Lspring 0.5;
set ecc0eq [expr ($Lreal/$Lspring)*$ecc0];
set fccu -0.0001;
set eccu -0.1511;
set eccueq [expr ($Lreal/$Lspring)*$eccu];

uniaxialMaterial Concrete01 $mortarTag $fpcc $ecc0eq $fccu
$eccueq

#----Column-----
set AColumn 2;
set BColumn 3;
set Ecc 5750.;
set Ano 160;
set Ino 5968;
set Ao 238;
set Io 9860;

element elasticBeamColumn $AColumn 2 3 $Ano $Ecc $Ino 100;
element elasticBeamColumn $BColumn 3 4 $Ao $Ecc $Io 100;

#--- PT bars-----
# STEEL MATERIAL
set PTag 2;
set PTr1 70;
set PTr2 71;
set PTla 72;
set PTlb 73;

```

```

set fy 120.0;
set K 1672;
set aPT 3.16;
set Lpt 84.75;
set Leq 80.25;
set E 29700.0;
set Keq [expr (1/((1/$K)+($Lpt/($E*$aPT)))]];
set Eeq 16910;
set beq [expr
(1/((1/$K)+($Lpt/($E*$aPT*0.01)))*($Leq/($Eeq*$aPT))];

uniaxialMaterial Steel02 $PTTag $fy $Eeq $beq 18. 0.925
0.15 0 1 0 1 28.62

element truss $PTr1 70 65 $aPT $PTTag
element truss $PTr2 64 70 $aPT $PTTag
element truss $PTla 71 67 $aPT $PTTag
element truss $PTlb 66 71 $aPT $PTTag

#-----MORTAR SPRINGS-----
-

# right springs
set spring1 15;
set spring2 16;
set spring3 17;
set spring4 18;
set spring5 19;
set spring6 20;
set spring7 21;
set spring8 22;
set spring9 23;
set spring10 24;

# springs area on the right side
set a1 6.02;
set a2 6.1;
set a3 6.3;
set a4 6.62;
set a5 7.16;
set a6 8.1;
set a7 10.78;
set a8 13.18;
set a9 10.44;
set a10 5.3;

#----- Define Springs on the right side with Truss Element-----
-----

element truss $spring1 24 25 $a1 $mortarTag
element truss $spring2 26 27 $a2 $mortarTag

```

```

element truss $spring3 28 29 $a3 $mortarTag
element truss $spring4 30 31 $a4 $mortarTag
element truss $spring5 32 33 $a5 $mortarTag
element truss $spring6 34 35 $a6 $mortarTag
element truss $spring7 36 37 $a7 $mortarTag
element truss $spring8 38 39 $a8 $mortarTag
element truss $spring9 40 41 $a9 $mortarTag
element truss $spring10 42 43 $a10 $mortarTag

```

```

# left springs
set spring11 25;
set spring12 26;
set spring13 27;
set spring14 28;
set spring15 29;
set spring16 30;
set spring17 31;
set spring18 32;
set spring19 33;
set spring20 34;

```

```

# springs area on the left side
set a11 6.02;
set a12 6.1;
set a13 6.3;
set a14 6.62;
set a15 7.16;
set a16 8.1;
set a17 10.78;
set a18 13.18;
set a19 10.44;
set a20 5.3;

```

```

#----- Define Springs on the left side with Truss Element-----
-----

```

```

element truss $spring11 44 45 $a11 $mortarTag
element truss $spring12 46 47 $a12 $mortarTag
element truss $spring13 48 49 $a13 $mortarTag
element truss $spring14 50 51 $a14 $mortarTag
element truss $spring15 52 53 $a15 $mortarTag
element truss $spring16 54 55 $a16 $mortarTag
element truss $spring17 56 57 $a17 $mortarTag
element truss $spring18 58 59 $a18 $mortarTag
element truss $spring19 60 61 $a19 $mortarTag
element truss $spring20 62 63 $a20 $mortarTag

```

```

# -----Define materials for dissipator elements-----
-
set IDmatTagAxial8 1000;          # tag stee02 material for
axial behavior of the #8 section

```

```

set IDmatTagMoment8 1001;          # tag for the Mz to add at the
same section above
set IDmatTagTorsion 1002;         # tag for the torsional effect
(not necessary in plane case)
set IDmatTagAxial4 1003;         # tag stee02 material for
axial behavior of the #4 section
set IDmatTagMoment4 1004;        # tag for the Mz to add at the
same section above
set Fy 70.;
set Fu 71.;
set ey 0.0015;
set esu 0.12;
set Ex 32000;
set bshd [expr (($Fu-$Fy)/($esu-$ey))/$Ex];
set Diam8 2.;                    # diameter part #8 dissipator
set Diam4 1.;                    # diameter part #4 dissipator
set r [expr $Diam8/2.0];         # dissipator #8 radius
set r4 [expr $Diam4/2.0];       # dissipator #4 radius
set A [expr $r**2*3.14];        # dissip #8 area
set FyA [expr $Fy*$A];         # yeld stress multiplied by
the section area
set A4 [expr $r4**2*3.14];     # dissip #4 area
set FyA4 [expr $Fy*$A4];      # yeld stress multiplied by
the section area
set I [expr $r**4*3.14/4.0];    # Inertia #8
set I4 [expr $r4**4*3.14/4.0]; # Inertia #4
set EI [expr $Ex*$I];         # young modulus multiplied by
the inertia
set EI4 [expr $Ex*$I4];       # young modulus multiplied by
the inertia
set AE [expr $Ex*$A];         # young modulus multiplied by
the area
set AE4 [expr $Ex*$A4];      # young modulus multiplied by
the area
set a1D 0.07;
set a2D 3.;
set a3D 0.;
set a4D 1.;

uniaxialMaterial Steel02 $IDmatTagAxial8 $FyA $AE $bshd 18.
0.925 0.15 $a1D $a2D $a3D $a4D 0.;
uniaxialMaterial Elastic $IDmatTagMoment8 $EI;
uniaxialMaterial Steel02 $IDmatTagAxial4 $FyA4 $AE4 $bshd 18.
0.925 0.15 $a1D $a2D $a3D $a4D 0.;
uniaxialMaterial Elastic $IDmatTagMoment4 $EI4;

# -----Define section for dissipator-----
-----
set SecTagDiss1 101;
set SecTagDiss2 102;
set SecTagDiss3 103;

```



```

set SecTagDiss4 104;
set NumIntgrPts 3;

#----Section Properties----
section Uniaxial $SecTagDiss1 $IDmatTagAxial8 P;
# Define uniaxial section (#8) with the property of steel02
previously determined

section Aggregator $SecTagDiss2 $IDmatTagMoment8 Mz -section
$SecTagDiss1; # Add to the uniaxial material above Mz

section Uniaxial $SecTagDiss3 $IDmatTagAxial4 P;
# Define uniaxial section (#4) with the property of steel02
previously determined

section Aggregator $SecTagDiss4 $IDmatTagMoment4 Mz -section
$SecTagDiss3; # Add to the uniaxial material above Mz

# Define elements
# -----
# Create dissipator elements

set DCenterA 6;
set DCenterB 7;
set DCenterC 8;

element dispBeamColumn $DCenterA 11 17 $NumIntgrPts $SecTagDiss2
100; # Central dissipator divided into three parts cause
different areas
element dispBeamColumn $DCenterB 17 18 $NumIntgrPts $SecTagDiss4
100;
element dispBeamColumn $DCenterC 18 12 $NumIntgrPts $SecTagDiss2
100;

set DLeftA 9;
set DLeftB 10;
set DLeftC 11;

element dispBeamColumn $DLeftA 13 19 $NumIntgrPts $SecTagDiss2
100; # Left dissipator divided into three parts cause
different areas
element dispBeamColumn $DLeftB 19 20 $NumIntgrPts $SecTagDiss4
100;
element dispBeamColumn $DLeftC 20 14 $NumIntgrPts $SecTagDiss2
100;

set DRightA 12;
set DRightB 13;
set DRightC 14;

```

```

element dispBeamColumn $DRightA 15 21 $NumIntgrPts $SecTagDiss2
100; # Right dissipator divided into three parts cause
different areas
element dispBeamColumn $DRightB 21 22 $NumIntgrPts $SecTagDiss4
100;
element dispBeamColumn $DRightC 22 16 $NumIntgrPts $SecTagDiss2
100;

#-----RECORDER-----
-

recorder Element -file $dataDir/Columnntopshear.out -time -ele
$BColumn force;
recorder Element -file $dataDir/Columndeformtop.out -time -ele
$BColumn deformation;
recorder Element -file $dataDir/ColumnntopshearA.out -time -ele
$AColumn force;
recorder Element -file $dataDir/ColumndeformtopA.out -time -ele
$AColumn deformation;
recorder Node -file $dataDir/Columnspost.out -time -node 23 -dof
1 2 3 disp;
recorder Node -file $dataDir/Columnshear.out -time -node 2 -dof
1 2 3 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Columnreaction3.out -time -node 3 -
dof 1 2 3 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Columndispl3.out -time -node 3 -dof
1 2 3 disp;
recorder Node -file $dataDir/Columndisp2.out -time -node 2 -dof
1 2 3 disp;

recorder Element -file $dataDir/PTrDef.out -time -ele $PTr1
deformation;
recorder Element -file $dataDir/PTrForce.out -time -ele $PTr1
force;
recorder Element -file $dataDir/PTlDef.out -time -ele $PTla
deformation;
recorder Element -file $dataDir/PTlForce.out -time -ele $PTla
force;
recorder Node -file $dataDir/PTreaction70.out -time -node 3 -dof
1 2 3 reaction;
recorder Node -file $dataDir/PTreaction71.out -time -node 3 -dof
1 2 3 reaction;
recorder Node -file $dataDir/PTreaction64.out -time -node 3 -dof
1 2 3 reaction;
recorder Node -file $dataDir/PTreaction66.out -time -node 3 -dof
1 2 3 reaction;

recorder Element -file $dataDir/DissipforceA1.out -time -ele
$DCenterB section 2 force;
recorder Element -file $dataDir/DissipdeformA1.out -time -ele
$DCenterB section 2 deformation;

```

```
recorder Element -file $dataDir/DissipforceB1.out -time -ele
$DCenterC section 2 force;
recorder Element -file $dataDir/DissipdeformB1.out -time -ele
$DCenterC section 2 deformation;
recorder Element -file $dataDir/DissipforceB2.out -time -ele
$DCenterA section 2 force;
recorder Element -file $dataDir/DissipdeformB2.out -time -ele
$DCenterA section 2 deformation;
recorder Node -file $dataDir/DissipReaction11.out -time -node 11
-dof 1 2 reaction;
```

```
recorder Element -file $dataDir/DissipforceAL.out -time -ele
$DLeftB section 2 force;
recorder Element -file $dataDir/DissipdeformAL.out -time -ele
$DLeftB section 2 deformation;
recorder Element -file $dataDir/DissipforceBL.out -time -ele
$DLeftC section 2 force;
recorder Element -file $dataDir/DissipdeformBL.out -time -ele
$DLeftC section 2 deformation;
recorder Element -file $dataDir/DissipforceB2L.out -time -ele
DLeftA section 2 force;
recorder Element -file $dataDir/DissipdeformB2L.out -time -ele
$DLeftA section 2 deformation;
recorder Node -file $dataDir/DissipReaction13.out -time -node 13
-dof 1 2 reaction;
```

```
recorder Element -file $dataDir/DissipforceAR.out -time -ele
$DRightB section 2 force;
recorder Element -file $dataDir/DissipdeformAR.out -time -ele
$DRightB section 2 deformation;
recorder Element -file $dataDir/DissipforceBR.out -time -ele
$DRightC section 2 force;
recorder Element -file $dataDir/DissipdeformBR.out -time -ele
$DRightC section 2 deformation;
recorder Element -file $dataDir/DissipforceB2R.out -time -ele
$DRightA section 2 force;
recorder Element -file $dataDir/DissipdeformB2R.out -time -ele
$DRightA section 2 deformation;
recorder Node -file $dataDir/DissipReaction15.out -time -node 15
-dof 1 2 reaction;
```

```
recorder Element -file $dataDir/SpringDef1.out -time -ele
$spring1 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef2.out -time -ele
$spring2 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef3.out -time -ele
$spring3 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef4.out -time -ele
$spring4 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef5.out -time -ele
$spring5 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef6.out -time -ele
$spring6 deformation;
```

```
recorder Element -file $dataDir/SpringDef7.out -time -ele
$spring7 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef8.out -time -ele
$spring8 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef9.out -time -ele
$spring9 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef10.out -time -ele
$spring10 deformation;

recorder Element -file $dataDir/SpringDef11.out -time -ele
$spring11 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef12.out -time -ele
$spring12 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef13.out -time -ele
$spring13 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef14.out -time -ele
$spring14 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef15.out -time -ele
$spring15 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef16.out -time -ele
$spring16 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef17.out -time -ele
$spring17 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef18.out -time -ele
$spring18 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef19.out -time -ele
$spring19 deformation;
recorder Element -file $dataDir/SpringDef20.out -time -ele
$spring20 deformation;

recorder Node -file $dataDir/Reaction24.out -time -node 24 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction26.out -time -node 26 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction28.out -time -node 28 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction30.out -time -node 30 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction32.out -time -node 32 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction34.out -time -node 34 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction36.out -time -node 36 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction38.out -time -node 38 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction40.out -time -node 40 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction42.out -time -node 42 -dof
1 2 reaction;

recorder Node -file $dataDir/Reaction44.out -time -node 44 -dof
1 2 reaction;
```

```
recorder Node -file $dataDir/Reaction46.out -time -node 46 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction48.out -time -node 48 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction50.out -time -node 50 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction52.out -time -node 52 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction54.out -time -node 54 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction56.out -time -node 56 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction58.out -time -node 58 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction60.out -time -node 60 -dof
1 2 reaction;
recorder Node -file $dataDir/Reaction62.out -time -node 62 -dof
1 2 reaction;

recorder Element -file $dataDir/rdrForce.out -time -ele $rdr
force;
recorder Element -file $dataDir/rdlForce.out -time -ele $rdl
force;

recorder Element -file $dataDir/r1rForce.out -time -ele $r1r
force;
recorder Element -file $dataDir/r2rForce.out -time -ele $r2r
force;
recorder Element -file $dataDir/r3rForce.out -time -ele $r3r
force;
recorder Element -file $dataDir/r4rForce.out -time -ele $r4r
force;
recorder Element -file $dataDir/r5rForce.out -time -ele $r5r
force;
recorder Element -file $dataDir/r6rForce.out -time -ele $r6r
force;
recorder Element -file $dataDir/r7rForce.out -time -ele $r7r
force;
recorder Element -file $dataDir/r8rForce.out -time -ele $r8r
force;
recorder Element -file $dataDir/r9rForce.out -time -ele $r9r
force;
recorder Element -file $dataDir/r10rForce.out -time -ele $r10r
force;
recorder Element -file $dataDir/r10rDef.out -time -ele $r10r
deformation;

recorder Element -file $dataDir/r11Force.out -time -ele $r11
force;
recorder Element -file $dataDir/r21Force.out -time -ele $r21
force;
```

```

recorder Element -file $dataDir/r3lForce.out -time -ele $r3l
force;
recorder Element -file $dataDir/r4lForce.out -time -ele $r4l
force;
recorder Element -file $dataDir/r5lForce.out -time -ele $r5l
force;
recorder Element -file $dataDir/r6lForce.out -time -ele $r6l
force;
recorder Element -file $dataDir/r7lForce.out -time -ele $r7l
force;
recorder Element -file $dataDir/r8lForce.out -time -ele $r8l
force;
recorder Element -file $dataDir/r9lForce.out -time -ele $r9l
force;
recorder Element -file $dataDir/r10lForce.out -time -ele $r10l
force;
recorder Element -file $dataDir/r10lDef.out -time -ele $r10l
deformation;

# CYCLIC LATERAL LOAD -----
-----
pattern Plain 2 Linear {
    load 23 0. -63. 0.0

}

# constraints Penalty 1.e14 1.e14; # how it handles boundary
conditions
constraints Transformation; # how it handles boundary
conditions
numberer Plain; # renumber dof's to minimize band-
width (optimization), if you want to
system ProfileSPD; # how to store and solve the system
of equations in the analysis
integrator LoadControl 0.1
test NormDispIncr 1.0e-8 100 0; # determine if convergence has
been achieved at the end of an iteration step
algorithm Newton; # use Newton's solution algorithm:
updates tangent stiffness at every iteration
analysis Static;
analyze 10
puts "Done Gravity"

loadConst -time 0.

# CYCLIC LATERAL LOAD -----
-----
pattern Plain 3 Linear {
    load 23 25. 0. 0.
    load 23 -50. 0. 0.
    load 23 50. 0. 0.

```

```

        load 23 -50. 0. 0.
        load 23 50. 0. 0.
        load 23 -50. 0. 0.
        load 23 25. 0. 0.
        load 23 52. 0. 0.
        load 23 -104. 0. 0.
        load 23 104. 0. 0.
        load 23 -104. 0. 0.
        load 23 104. 0. 0.
        load 23 -104. 0. 0.
        load 23 52. 0. 0.
    }

# constraints Penalty 1.e14 1.e14;                # how it handles
boundary conditions                               # how it handles boundary
constraints Transformation;                        # how it handles boundary
conditions
numberer Plain;                                  # renumber dof's to
minimize band-width (optimization), if you want to
system ProfileSPD;                               # how to store and solve
the system of equations in the analysis
integrator LoadControl 0.1
test NormDispIncr 1.0e-8 100 0;                 # determine if
convergence has been achieved at the end of an iteration step
algorithm Newton;                                # use Newton's solution
algorithm: updates tangent stiffness at every iteration
analysis Static;
analyze 10
puts "Done Cyclic"

# CYCLIC LATERAL LOAD -----
-----
pattern Plain 1 Linear {
    load 23 1. 0. 0.0
}

    set IDctrlNode 23;
    set IDctrlDOF 1;
    set dU1 0.0001;

set values {2.25e-5 -4.5e-5 4.5e-5 -4.5e-5 4.5e-5 -4.5e-5 2.25e-
5 3.375e-5 -6.75e-5 6.75e-5 -6.75e-5 6.75e-5 -6.75e-5 3.375e-5
4.5e-5 -9.e-5 9.e-5 -9.e-5 4.5e-5 3.375e-5 -6.75e-5 4.5e-5
6.75e-5 -13.5e-5 13.5e-5 -13.5e-5 6.75e-5 4.5e-5 -9.e-5 4.5e-5
9.e-5 -18.e-5 18.e-5 -18.e-5 9.e-5 6.75e-5 -13.5e-5 6.75e-5
13.5e-5 -27.e-5 27.e-5 -27.e-5 13.5e-5 9.e-5 -18.e-5 9.e-5
22.5e-5 -45.e-5 45.e-5 -45.e-5 22.5e-5 13.5e-5 -27.e-5 13.5e-5
33.75e-5 -67.5e-5 67.5e-5 -67.5e-5 33.75e-5 22.5e-5 -45.e-5
22.5e-5 45.e-5 -90.e-5 45.e-5};
foreach Dmax $values {

```

```

set ok 0
integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dmax;
analysis Static;
set ok [analyze 10000];

if {$ok != 0} {
# change some analysis parameters to achieve convergence
# performance is slower inside this loop
  set ok 0;
  set controlDisp 0.0;          # start from zero
  set D0 0.0;                  # start from zero
  set Dstep [expr abs(($controlDisp-$D0)/($Dmax-$D0))]
  while {$Dstep < 1.0 && $ok == 0} {
    set controlDisp [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF ]
    set Dstep [expr abs(($controlDisp-$D0)/($Dmax-$D0))]
    set ok [analyze 1 ]
    if {$ok != 0} {
      puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
      algorithm Newton -initial
      test NormDispIncr 1.0e-4 1000 0
      integrator DisplacementControl $IDctrlNode
$IDctrlDOF [expr 0.001*$dU1]
      set ok [analyze 1]
      test NormDispIncr 1.0e-4 100 0
      algorithm Newton -initial
      integrator DisplacementControl $IDctrlNode
$IDctrlDOF $dU1
      puts "nodeDisp: [nodeDisp $IDctrlNode
$IDctrlDOF]"
      if {$ok != 0} {
        puts "Trying Newton with Initial Tangent
.."
        algorithm Newton -initial
        test NormDispIncr 1.0e-4 1000 0
        integrator DisplacementControl
$IDctrlNode $IDctrlDOF [expr 0.00001*$dU1]
        set ok [analyze 1]
        test NormDispIncr 1.0e-4 100 0
        algorithm Newton -initial
        integrator DisplacementControl
$IDctrlNode $IDctrlDOF [expr 0.001*$dU1]
        puts "nodeDisp: [nodeDisp $IDctrlNode
$IDctrlDOF]"
      }
    }
  }
}
};          # end if ok !

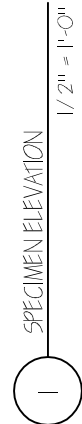
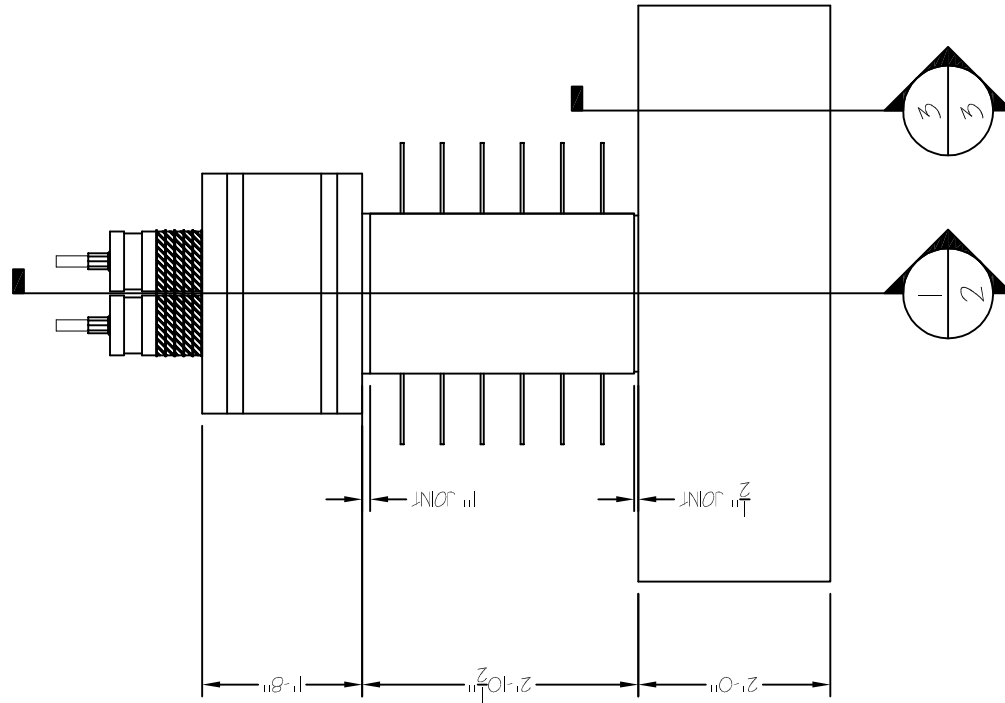
```



```
if {$ok < 0} {  
  puts "PROBLEM!!!"  
  wipe  
  after 3000  
} else {  
  puts "Done!"  
  wipe  
}
```

Appendice C

Vengono di seguito riportate le tavole relative ai disegni di progetto.



GENERAL NOTES:
 1. THE CLEAR COVER FOR ALL SECTIONS SHALL BE 1" UNLESS OTHERWISE NOTED

CONCRETE MATERIAL NOTES:
 1. ALL CONCRETE SHALL HAVE 28 DAY COMPRESSIVE STRENGTH OF 9,000 PSI
 2. ALL CONCRETE SHALL HAVE MINIMUM SLUMP OF 8"

GROUT AND MORTAR MATERIAL NOTES:
 1. BASF EMBECO 885 GROUT SHALL BE USED
 2. DURAFIBER POLYPROPYLENE FIBERS SHALL BE ADDED TO THE MORTAR AT THE COLUMN-FOOTING INTERFACE, WITH FIBER-TO-MORTAR WEIGHT RATIO OF 0.037%

MILD REINFORCEMENT MATERIAL NOTES:
 1. MILD REINFORCEMENT INSIDE FOOTING AND LOAD-SLAB SHALL BE A615, GRADE 60 STEEL

POST-TENSIONING MATERIAL NOTES:
 1. ALL POST-TENSIONING SHALL BE A722, GRADE 150, LOW-RELAXATION STEEL
 2. POST-TENSIONING FORCE AFTER LOSSES SHALL BE 59 KIPS (25% GUT) PER POST-TENSIONING BAR

STEEL SHELL MATERIAL NOTES:
 1. OUTER STEEL SHELL SHALL BE A572, GRADE 50

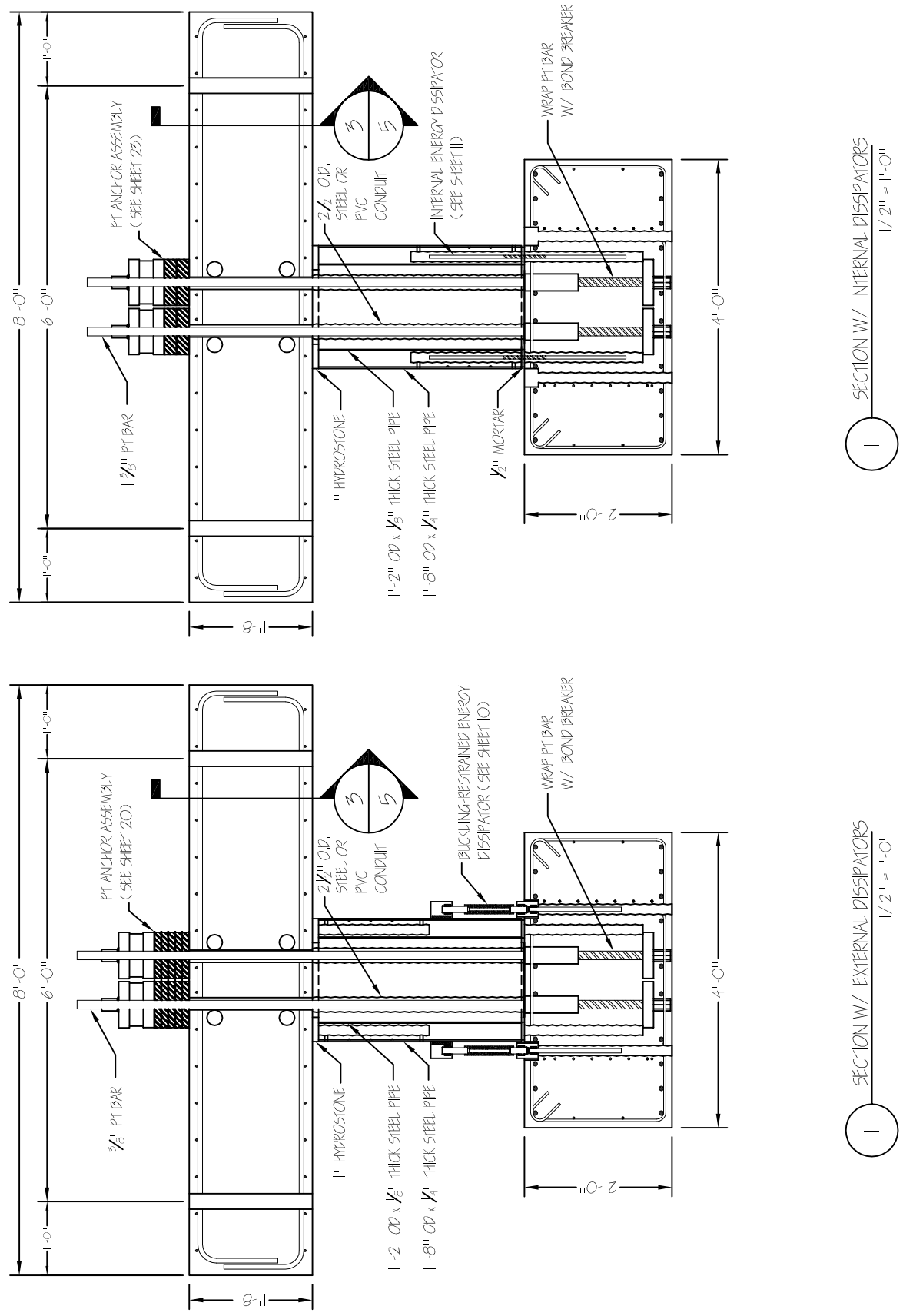
ENERGY DISSIPATOR MATERIAL NOTES:
 1. EXTERNAL BUCKLING-RESTRAINED ENERGY DISSIPATORS SHALL BE A576, GRADE 101B, HOT ROLLED STEEL
 2. ANCHOR BARS FOR EXTERNAL DISSIPATORS SHALL BE A706, GRADE 60 REINFORCING BARS
 3. INTERNAL ENERGY DISSIPATORS SHALL BE 316LN, GRADE 60 STAINLESS STEEL REBARS

APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
SPECIMEN ELEVATION

SPECIMEN: UNIT I		TEST: QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL: HYBRID DUAL-SHELL COLUMN		
BY: GG	CHK:	DATE: 11/08/11	SCALE: 1/2" = 1'-0"	SHEET: 01	



SECTION W/ INTERNAL DISSIPATORS
1/2" = 1'-0"

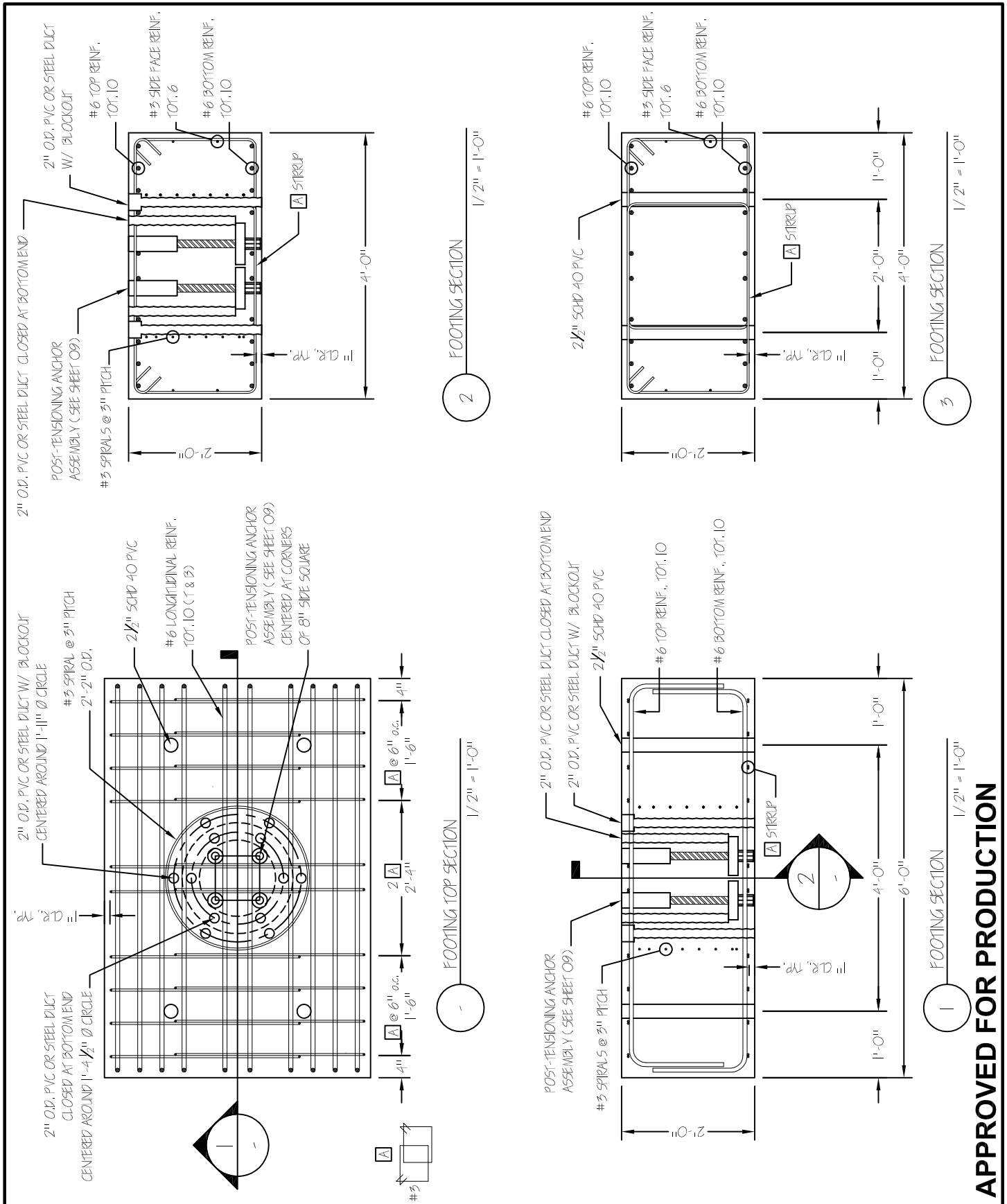
SECTION W/ EXTERNAL DISSIPATORS
1/2" = 1'-0"

APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
GENERAL SECTION

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN			
BY:	GG	CHK:	DATE:	11/08/11	SCALE:	1/2" = 1'-0"	SHEET:	02



APPROVED FOR PRODUCTION

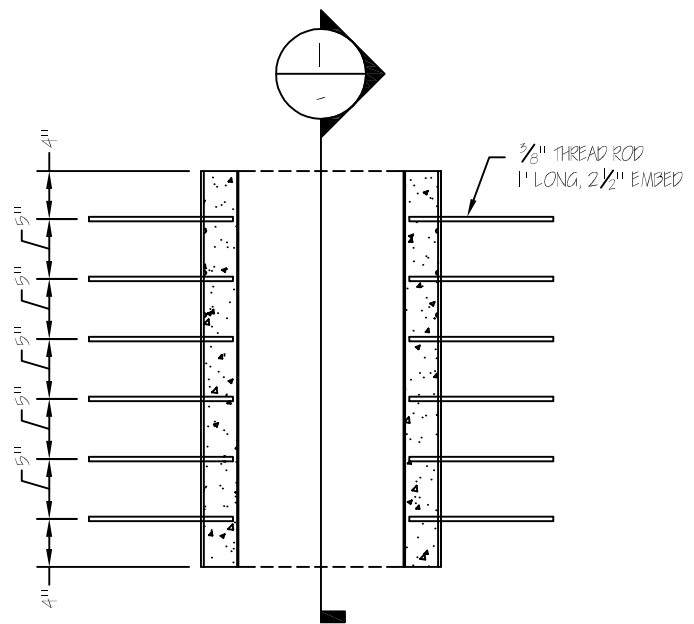
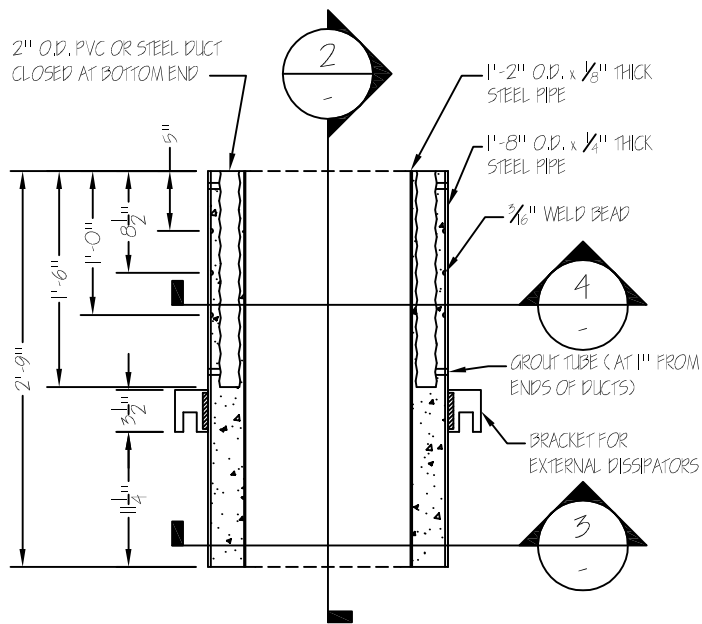


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
FOOTING DETAILS

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSJ	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN			
BY:	GG	CHK:	DATE:	10/25/11	SCALE:	1/2" = 1'-0"	SHEET:	03

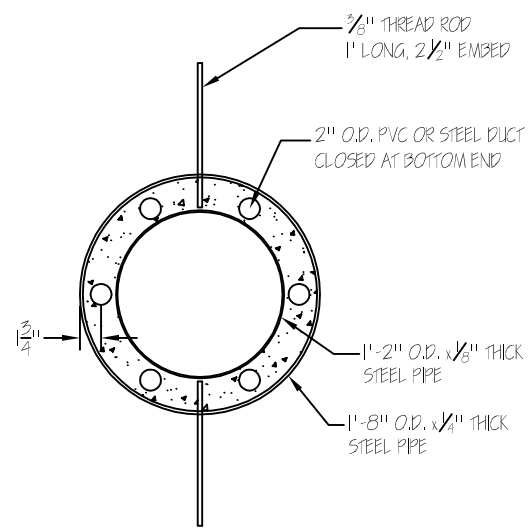
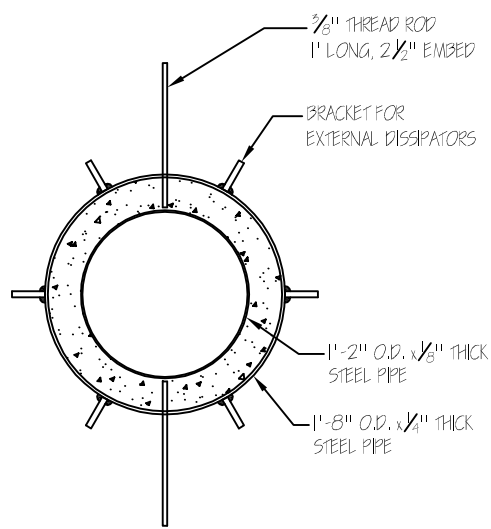
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



1 COLUMN SECTION
3/4" = 1'-0"

2 COLUMN SECTION
3/4" = 1'-0"



3 COLUMN SECTION - LOWER END
3/4" = 1'-0"

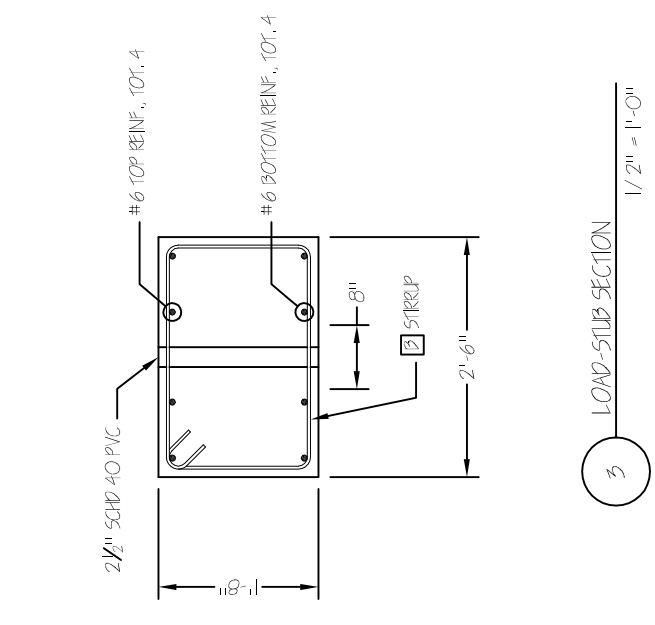
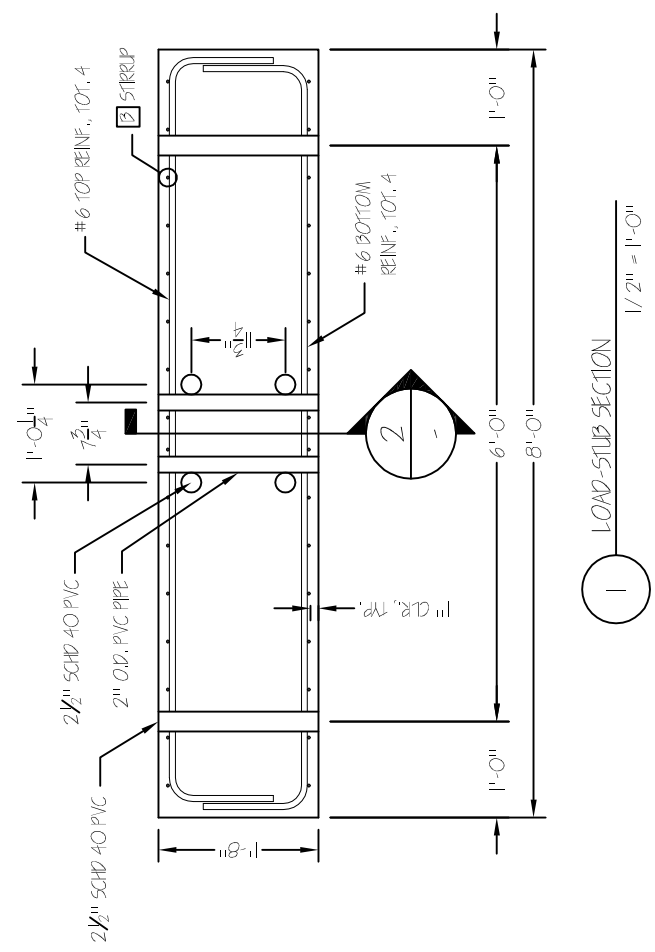
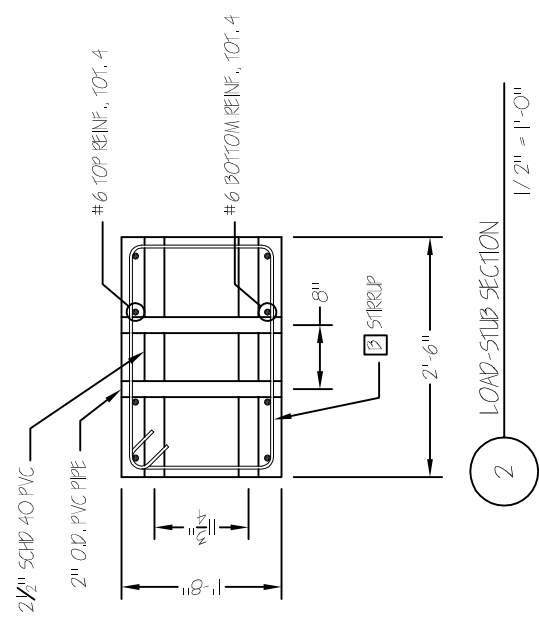
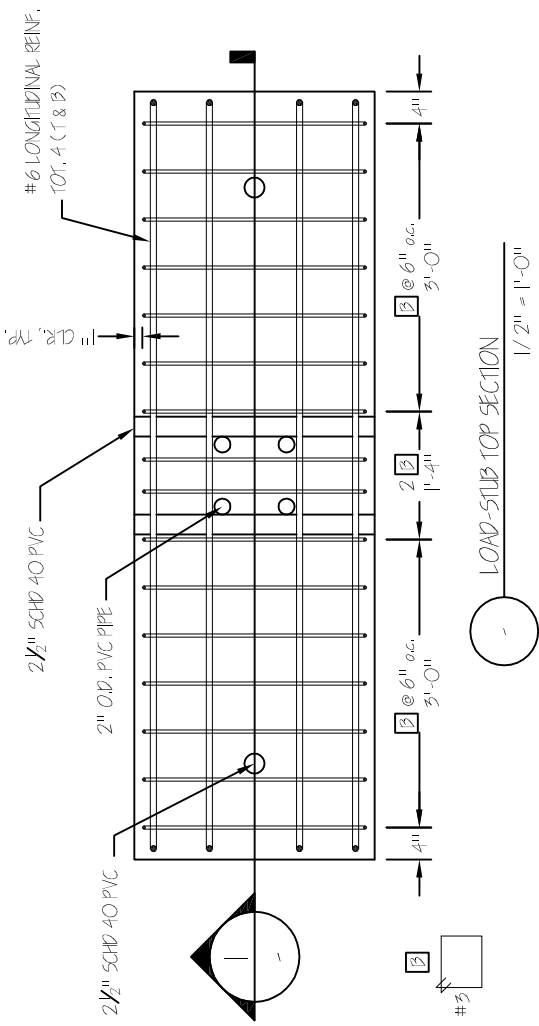
4 COLUMN SECTION - UPPER END
3/4" = 1'-0"

APPROVED FOR PRODUCTION



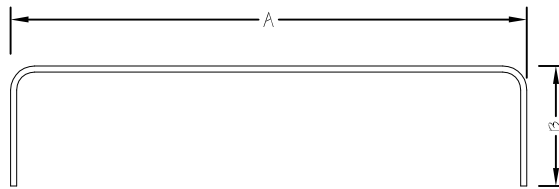
ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
COLUMN SECTIONS

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	10/10/11
				SCALE:	3/4" = 1'-0"
				SHEET:	04

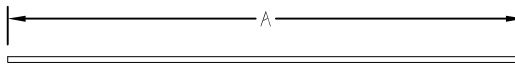


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
LOAD-STUB DETAILS

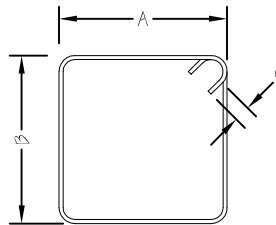
SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSF	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	07/21/11
				SCALE:	1/2" = 1'-0"
				SHEET:	05



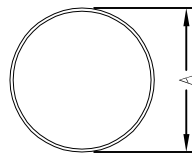
ASTM	GRADE	BAR SIZE	A	B	C	QTY
A615	60	#6	5'-9"	1'-5"	-	20
A615	60	#6	7'-9"	1'-1"	-	8



ASTM	GRADE	BAR SIZE	A	B	C	QTY
A615	60	#3	5'-10"	-	-	4
A706	60	#6	1'-3"	-	-	6



ASTM	GRADE	BAR SIZE	A	B	C	QTY
A615	60	#3	2'-10"	1'-10"	2 1/4"	20
A615	60	#3	2'-4"	1'-6"	2 1/4"	16



*** SPIRAL REINFORCEMENT ***

ASTM	GRADE	BAR SIZE	A	TURNS	PITCH	QTY
A615	60	#3	2'-2"	7	3"	1

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

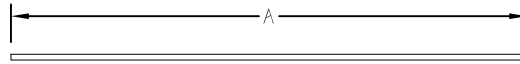
APPROVED FOR PRODUCTION



**ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
REINFORCEMENT SCHEDULE**

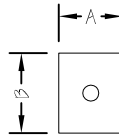
SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN			
BY:	GG	CHK:	DATE:	07/21/11	SCALE:	NTS	SHEET:	06

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



*** DSI THREADBAR ***

ASTM	GRADE	BAR SIZE	A	B	C	QTY
A722	150	1 3/8"	9'-5"	-	-	8
A722	150	1 3/8"	1'-7 1/2"	-	-	4



*** DSI ANCHOR PLATE ***

BAR SIZE	A	B	THICKNESS	QTY
1 3/8"	7"	7 1/2"	1 3/4"	4

*** DSI COUPLER ***

BAR SIZE	LENGTH	DIAMETER	QTY
1 3/8"	8 3/4"	2 3/4"	4

*** DSI NUT ***

BAR SIZE	QTY
1 3/8"	4

APPROVED FOR PRODUCTION

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



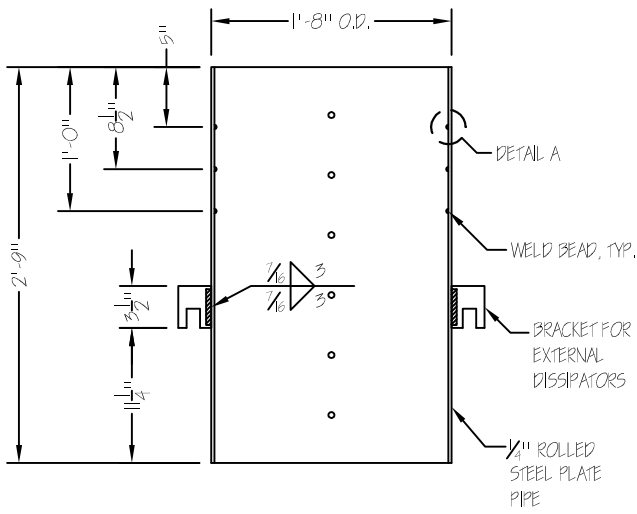
**ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
PT BARS AND ACCESSORIES SCHEDULE**

SPECIMEN: UNIT I		TEST: QUASI STATIC - UCSD		CONNECTION DETAIL: HYBRID DUAL-SHELL COLUMN	
BY: GG	CHK:	DATE: 07/21/11	SCALE: NTS	SHEET: 07	

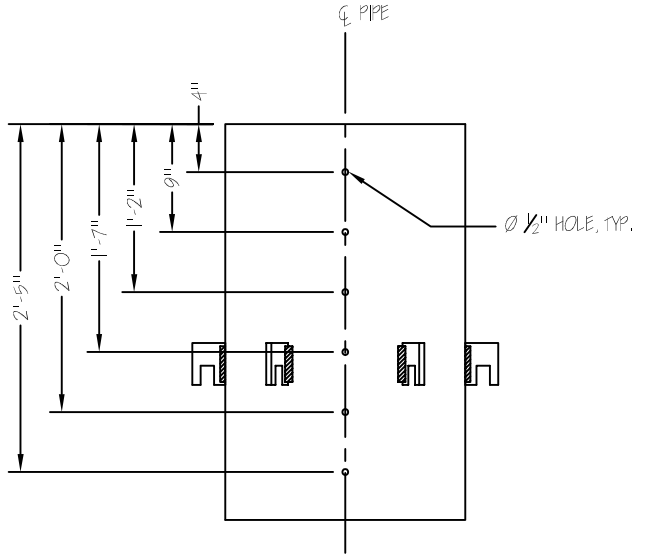
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

APPROVED FOR PRODUCTION



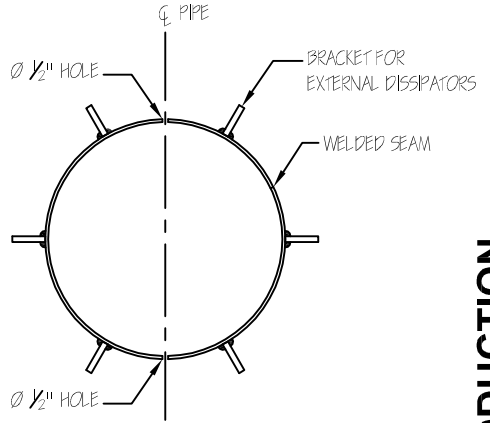
1 STEEL PIPE LONG SECTION
3/4" = 1'-0"



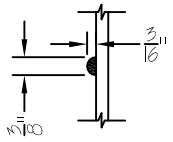
2 STEEL PIPE HOLE LOCATIONS
3/4" = 1'-0"

NOTES:

1. ROLLED STEEL PLATE PIPE SHALL BE A572 GRADE 50 AND WELDING SHALL BE COMPLETE JOINT PENETRATION.
2. ALL WELDING SHALL BE USING E70 ELECTRODE.
3. LOCATIONS OF WELD BEAD GIVEN TO CENTER OF BEAD.
4. WELD BEAD SHALL BE PLACED AROUND ENTIRE INNER CIRCUMFERENCE.



3 STEEL PIPE SECTION
3/4" = 1'-0"

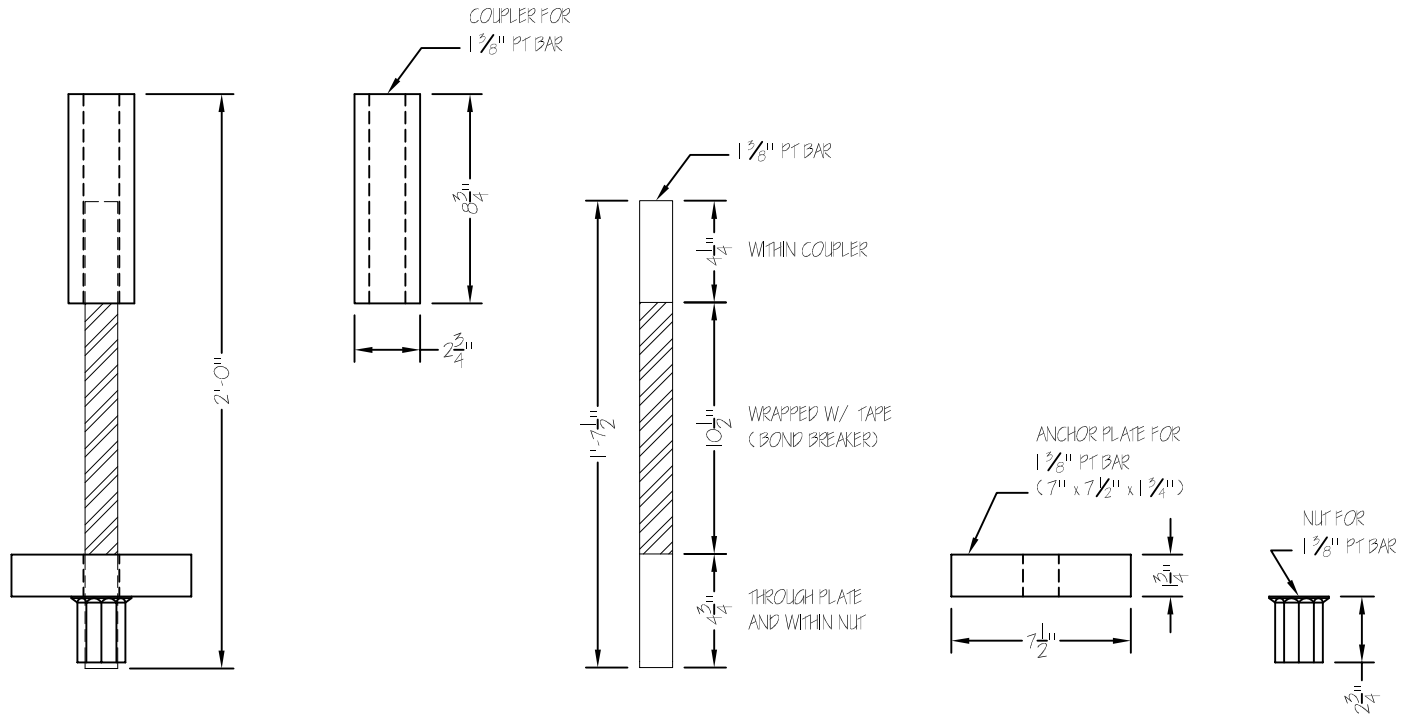


A WELD BEAD DETAIL
1/4" = 1"



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
COLUMN OUTER SHELL DETAIL

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	10/10/11
				SCALE:	AS SHOWN
				SHEET:	08



1 FOOTING PT ANCHOR ASSEMBLY
1/8" = 1"

- NOTES:
1. FOUR FOOTING ANCHOR ASSEMBLIES NEED TO BE FABRICATED (ONE PER PT BAR)
 2. ASSEMBLIES ARE CENTERED AT THE CORNERS OF AN 8" SIDE SQUARE AS SHOWN ON SHEET 03

APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
PT-FOOTING ANCHOR SYSTEM DETAIL

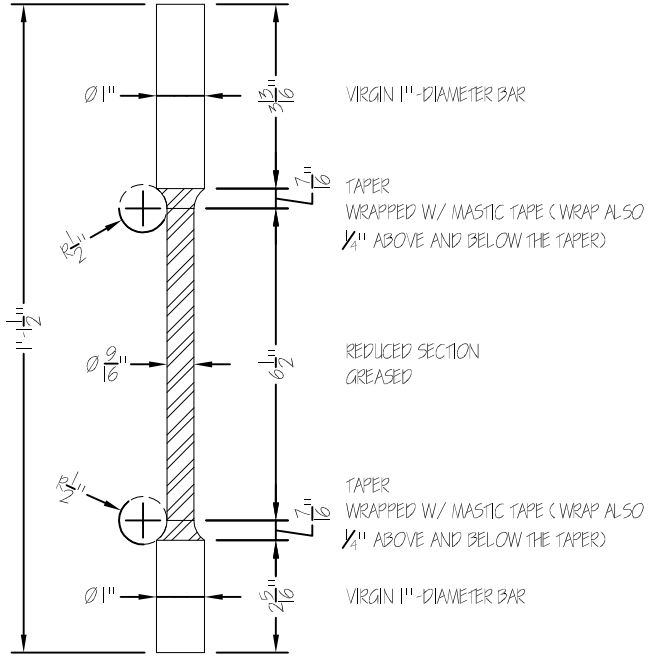
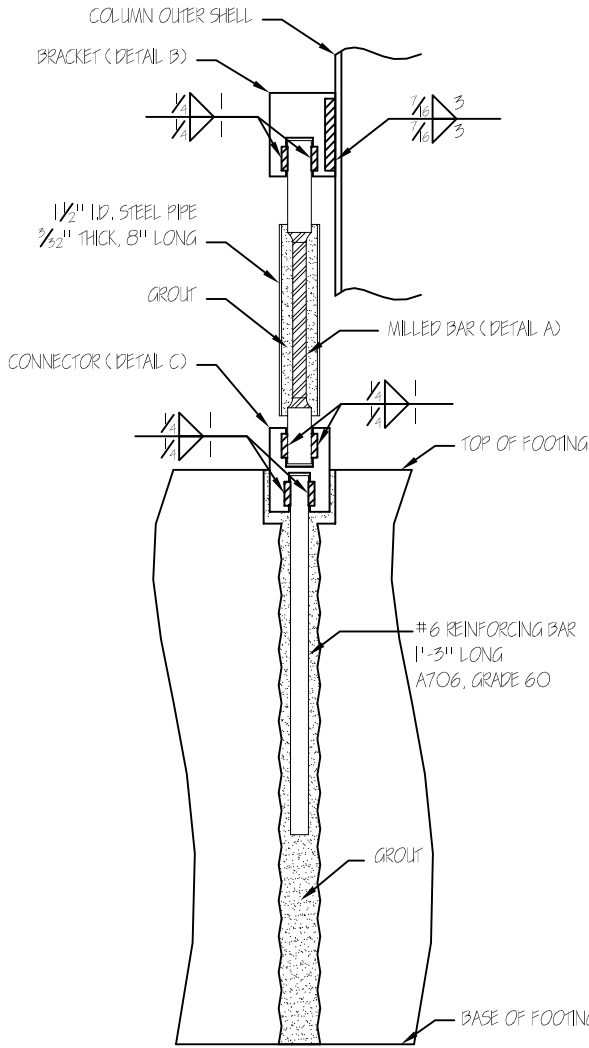
SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	10/25/11
				SCALE:	1/8" = 1"
				SHEET:	09

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

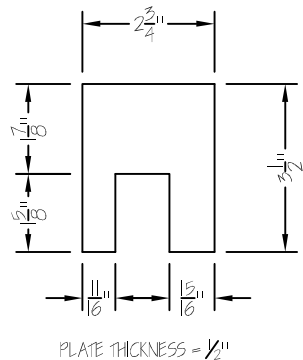
NOTES:

- SIX BUCKLING-RESTRAINED DISSIPATOR ASSEMBLIES NEED TO BE FABRICATED FOR THE COLUMN SPECIMEN + TWO FOR SEPARATE TESTING
- SIX BRACKETS SHALL BE WELDED TO THE COLUMN OUTER SHELL PRIOR TO CONCRETE POURING, BRACKET LOCATION IS SHOWN ON SHEETS O4 AND O7
- SIX #6 REINFORCING BARS SHALL BE WELDED TO CORRESPONDING SIX CONNECTORS PRIOR TO THEIR INSTALLATION IN THE FOOTING
- MILLED BARS SHALL BE GROUTED INSIDE PIPES PRIOR TO THEIR INSTALLATION ON THE COLUMN SPECIMEN
- THE ENDS OF THE MILLED BARS SHALL BE WELDED TO BRACKET AND CONNECTOR AFTER THE SPECIMEN HAS BEEN ASSEMBLED, BUT PRIOR TO POST-TENSIONING
- ALL FILLET WELDS SHALL BE PERFORMED WITH E70 ELECTRODE

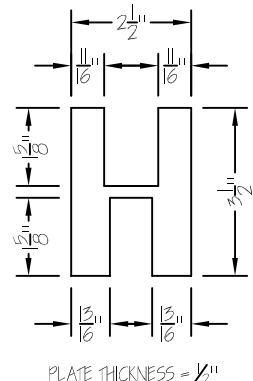


1 BUCKLING-RESTRAINED DISSIPATOR ASSEMBLY
1/8" = 1"

A MILLED BAR DETAIL
1/4" = 1"



B BRACKET DETAIL
1/4" = 1"



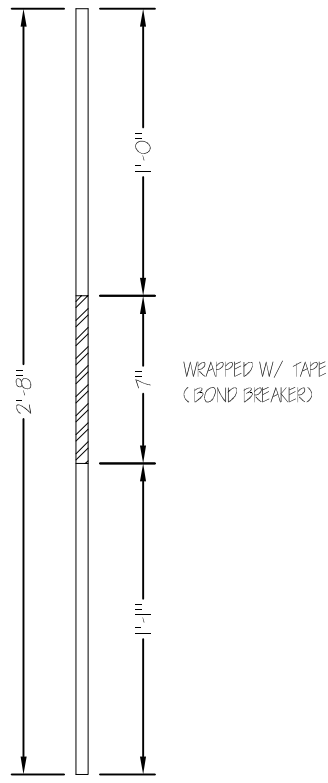
C CONNECTOR DETAIL
1/4" = 1"

APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
BUCKLING-RESTRAINED ENERGY DISSIPATOR DETAIL

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSJ	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	10/12/11
				SCALE:	AS SHOWN
				SHEET:	10



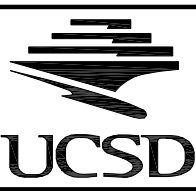
#4 REBAR, 316LN STAINLESS STEEL



NOTES:

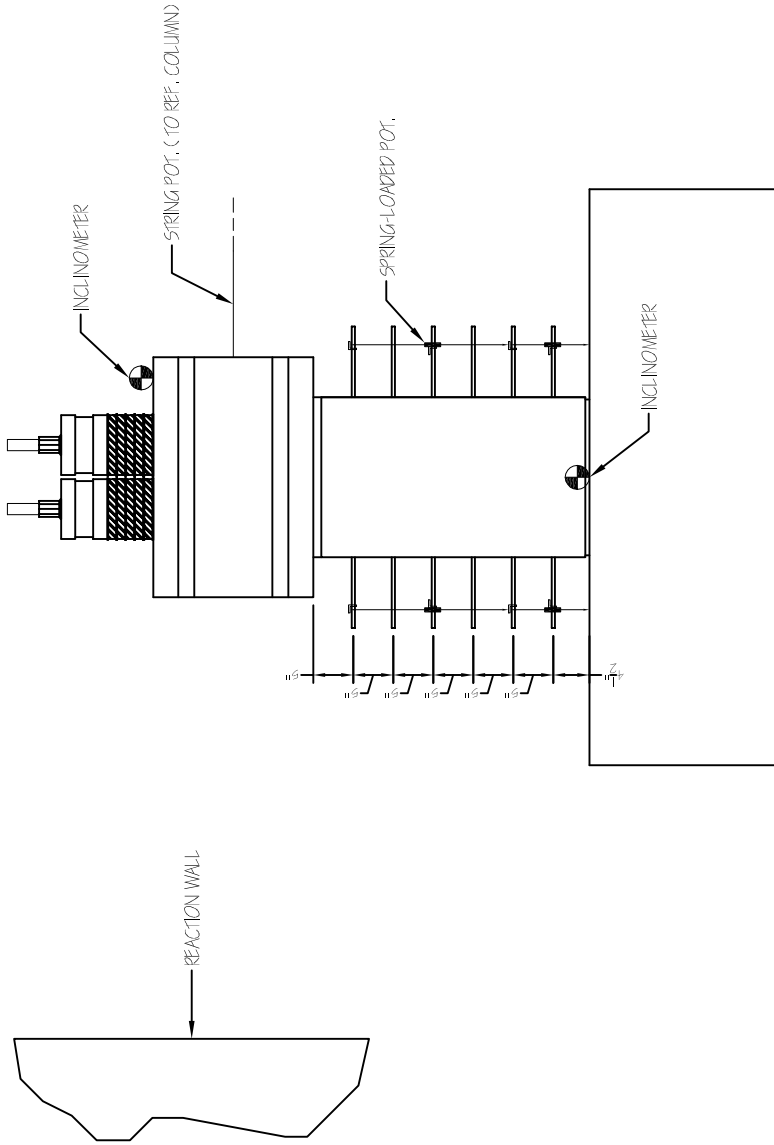
1. SIX INTERNAL DISSIPATORS NEED TO BE PROVIDED FOR THE COLUMN SPECIMEN PLUS THREE FOR MATERIAL TESTING
2. INTERNAL DISSIPATORS SHALL BE FIRST GROUTED INSIDE THE FOOTING DUCTS
3. AFTER THE UNIT HAS BEEN PLACED ON THE FOOTING, THE OTHER END OF THE DISSIPATORS SHALL BE GROUTED INSIDE THE COLUMN DUCTS

APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
INTERNAL ENERGY DISSIPATOR DETAIL

SPECIMEN: UNIT I		TEST: QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL: HYBRID DUAL-SHELL COLUMN		
BY: GG	CHK:	DATE: 12/12/11	SCALE: 1/8" = 1"	SHEET: 11	

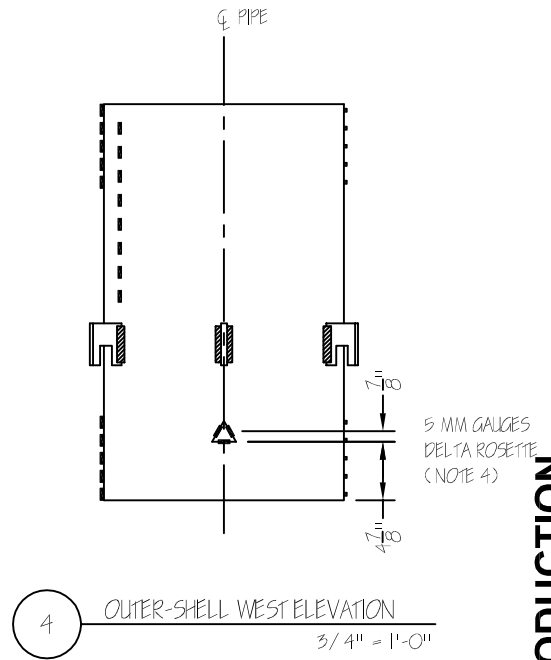
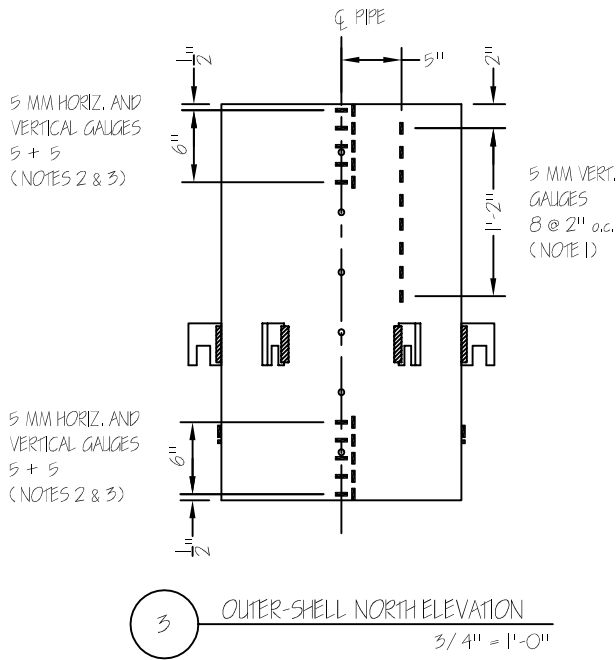
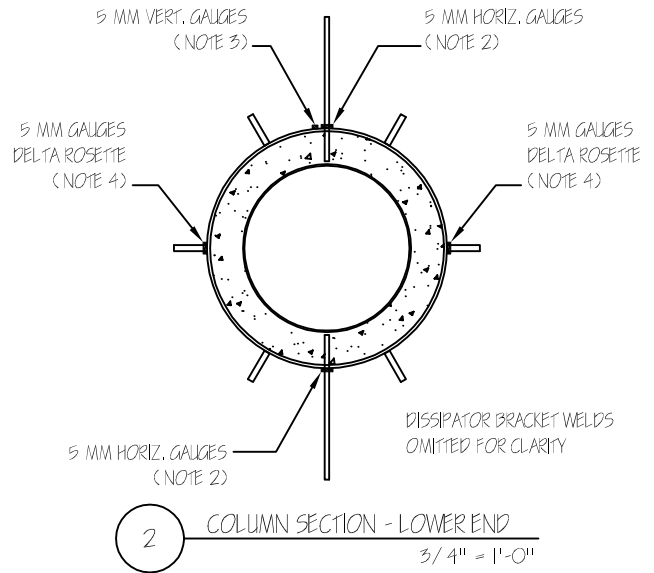
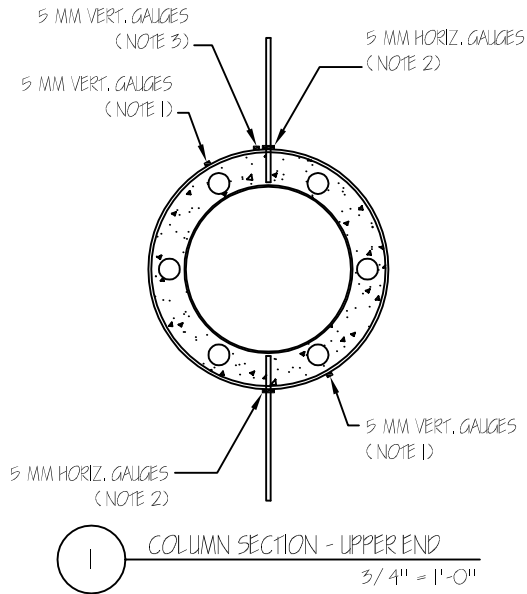


APPROVED FOR PRODUCTION



**ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
INSTRUMENTATION PLAN: POTENTIOMETERS AND INCLINOMETERS**

SPECIMEN: UNIT I	TEST: QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL: HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY: GG	CHK:	DATE: 11/08/11
SCALE: 1/2" = 1'-0"		SHEET: 12



NOTES:

1. VERTICAL STRAIN GAUGES SHALL BE LOCATED ON THE OUTER SHELL, IN FRONT OF TWO DIAMETRICALLY OPPOSITE INTERNAL DISSIPATOR BARS
2. HORIZONTAL STRAIN GAUGES SHALL BE PLACED AT BOTH ENDS, ON THE NORTH AND SOUTH FACES OF THE OUTER SHELL, AT 1/2", 1-3/4", 3", 5", 6-1/2" FROM EACH END
3. VERTICAL STRAIN GAUGES SHALL BE PLACED AT BOTH ENDS, ONLY ON THE NORTH FACE OF THE OUTER SHELL, AT 1/2", 1-3/4", 3", 5", 6-1/2" FROM EACH END
4. ONE DELTA ROSETTE SHALL BE PROVIDED ON THE WEST FACE AND ONE ON THE EAST FACE OF THE OUTER SHELL. STRAIN GAUGES SHALL BE PLACED ALONG THE SIDES OF A 2" -SIDE EQUILATERAL TRIANGLE.

NUMBER OF GAUGES REQUIRED FOR TEST #1:
5 MM 5 VERT. + 10 HORIZ. (15 TOTAL)

NUMBER OF GAUGES REQUIRED FOR TEST #2:
5 MM 21 VERT. + 10 HORIZ. (31 TOTAL)

NUMBER OF GAUGES REQUIRED FOR BOTH TESTS:
5 MM 3 PER ROSETTE (6 TOTAL)

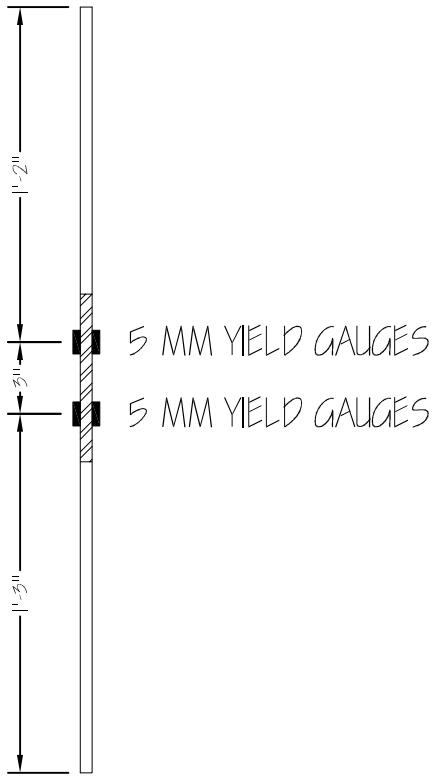
APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
INSTRUMENTATION PLAN: OUTER SHELL

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	11/08/11
				SCALE:	3/4" = 1'-0"
				SHEET:	13

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

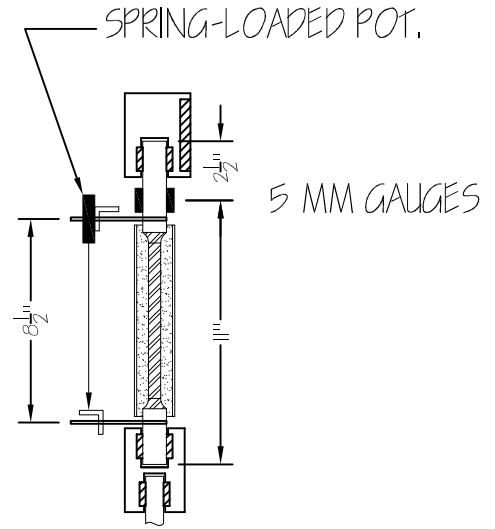


1 INTERNAL DISSIPATOR BAR
1/8" = 1"

NOTES:

1. TWO DIAMETRICALLY OPPOSITE DISSIPATOR BARS SHALL BE INSTRUMENTED
2. TWO STRAIN GAUGES SHALL BE PROVIDED AT EACH LOCATION, ON OPPOSITE SIDES OF THE BAR

NUMBER OF GAUGES REQUIRED:
5 MM YIELD 4 EA. BAR (8 TOTAL)



2 BUCKLING-RESTRAINED DISSIPATOR
1/8" = 1"

NOTES:

1. TWO DIAMETRICALLY OPPOSITE BUCKLING-RESTRAINED DISSIPATORS SHALL BE INSTRUMENTED
2. TWO STRAIN GAUGES SHALL BE PROVIDED AT EACH LOCATION, ON OPPOSITE SIDES OF THE BAR

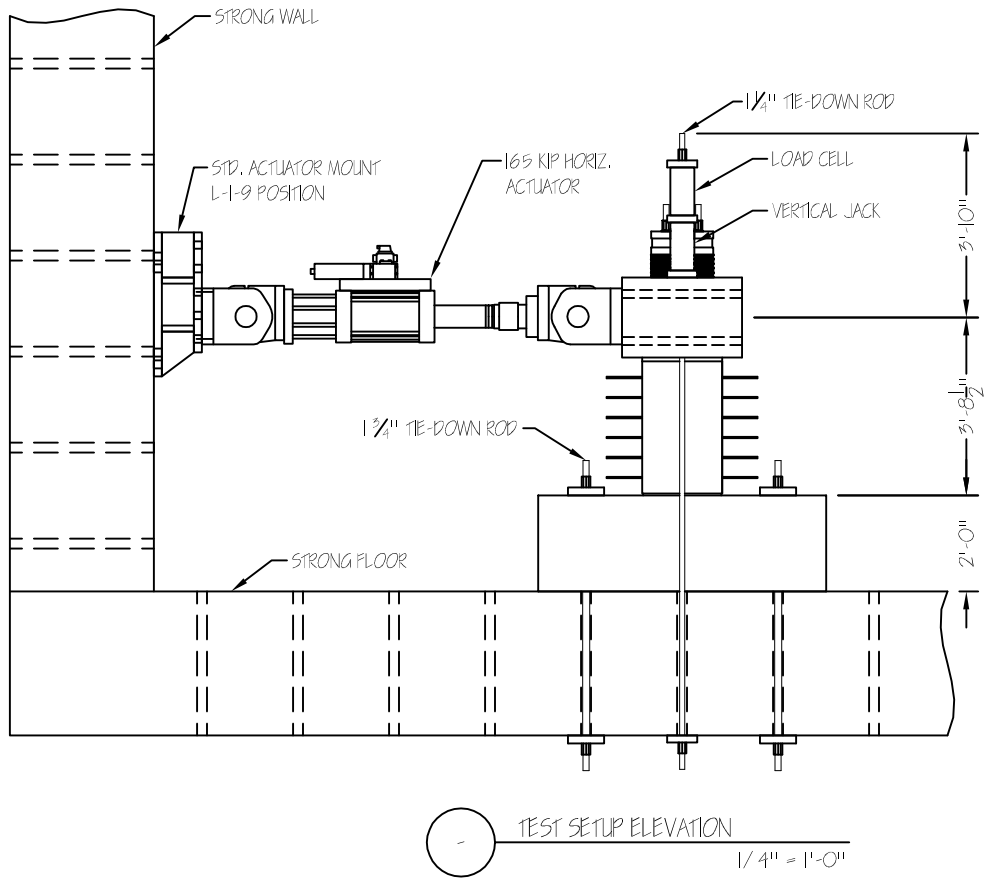
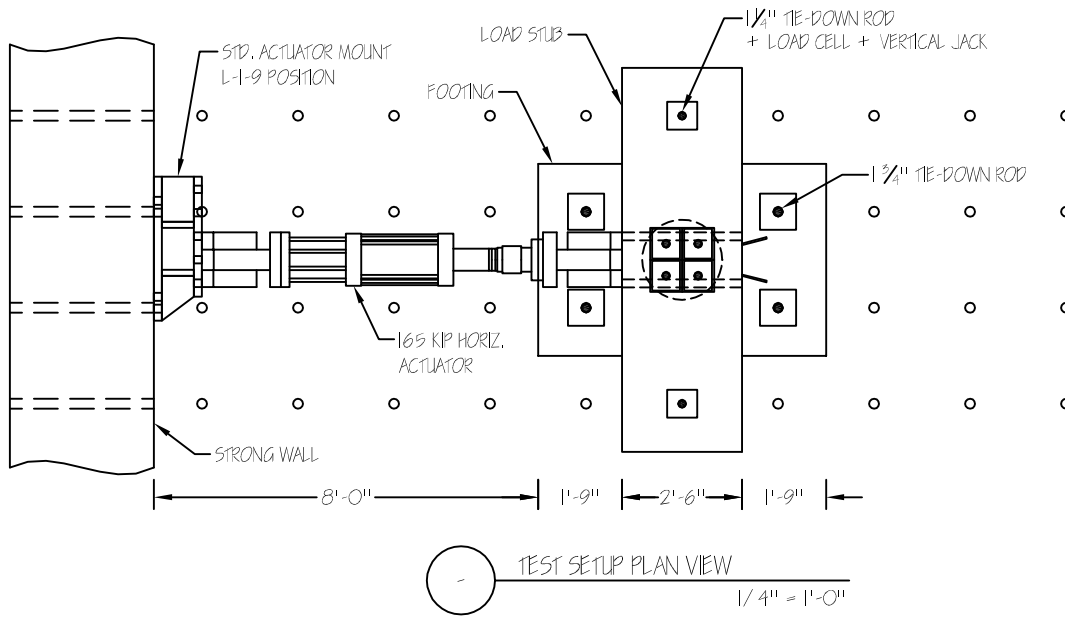
NUMBER OF GAUGES REQUIRED:
5 MM 2 EA. BAR (4 TOTAL)

APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
INSTRUMENTATION PLAN: ENERGY DISSIPATORS

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	10/26/11
				SCALE:	1/8" = 1"
				SHEET:	14



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
TEST SETUP OVERVIEW

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSJ	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	11/08/11
				SCALE:	1/4" = 1'-0"
				SHEET:	15

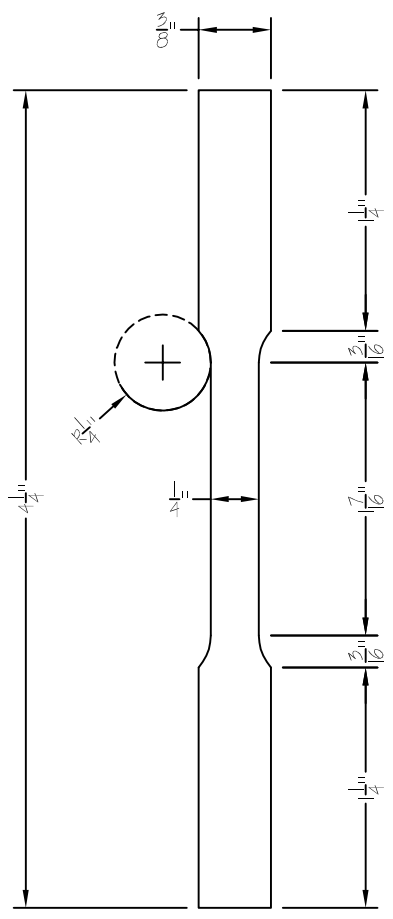


PLATE THICKNESS = 1/4"



NOTES:

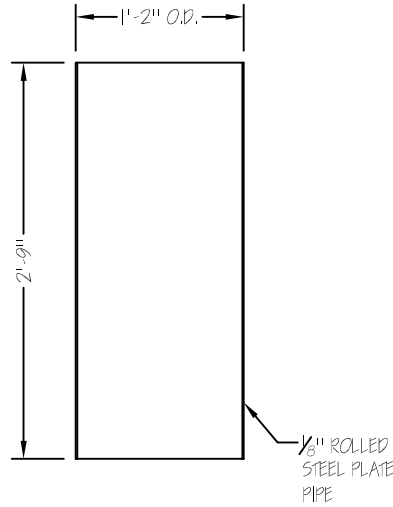
1. THREE COUPONS ARE NEEDED FOR MATERIAL TESTING
2. COUPONS SHALL BE TAKEN FROM THE SAME PLATE USED TO FABRICATE THE COLUMN OUTER SHELL

APPROVED FOR PRODUCTION

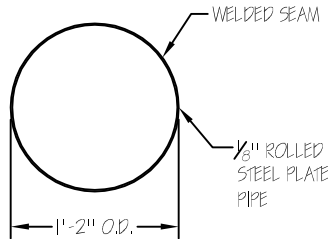


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
OUTER SHELL COUPON DETAIL

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	07/21/11
			SCALE:	1" = 1"	SHEET:
					16



1 STEEL PIPE LONG SECTION
3/4" = 1'-0"



2 STEEL PIPE SECTION
3/4" = 1'-0"

NOTES:

1. ROLLED STEEL PLATE PIPE SHALL BE A572 GRADE 50 AND WELDING SHALL BE COMPLETE JOINT PENETRATION.
2. ALL WELDING SHALL BE USING E70 ELECTRODE.

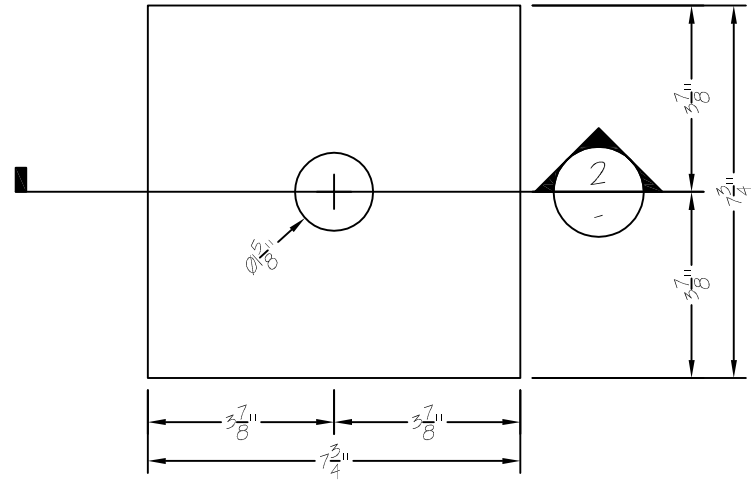
APPROVED FOR PRODUCTION



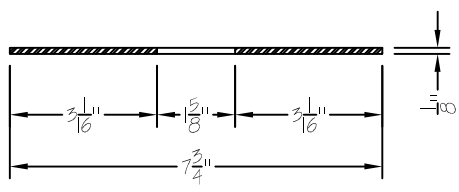
ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
COLUMN INNER SHELL DETAIL

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	08/25/11
				SCALE:	3/4" = 1'-0"
				SHEET:	17

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



1 SQUARE STEEL PLATE PLAN VIEW
1/4" = 1"



2 SQUARE STEEL PLATE SECTION
1/4" = 1"

NOTES:

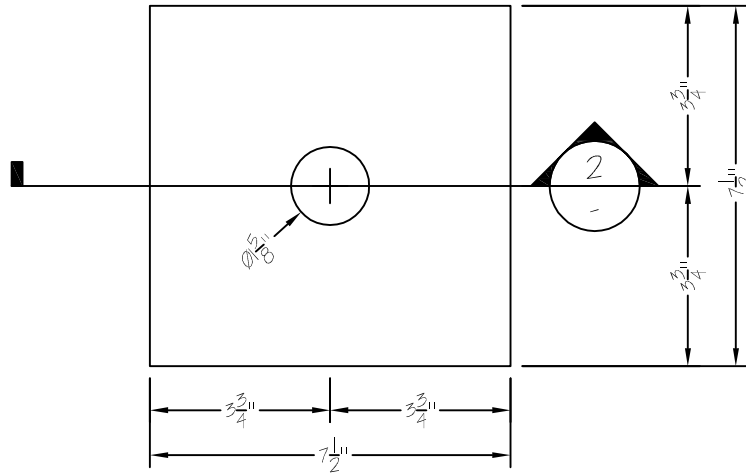
1. PLATES ARE 5/8" THICK
2. PLATES HAVE CENTRAL HOLE WITH 5/8" DIAMETER
3. TOLERANCE SMALLER THAN 1/32"
4. 30 PLATES NEED TO BE FABRICATED

APPROVED FOR PRODUCTION

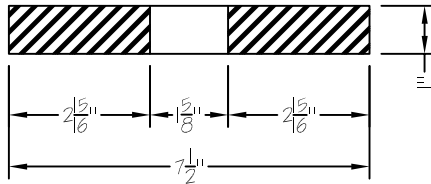


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
SQUARE STEEL PLATE FOR BEARING STACK

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	10/25/11
				SCALE:	1/4" = 1"
				SHEET:	18



1 SQUARE RUBBER PAD PLAN VIEW
1/4" = 1"



2 SQUARE RUBBER PAD SECTION
1/4" = 1"

NOTES:

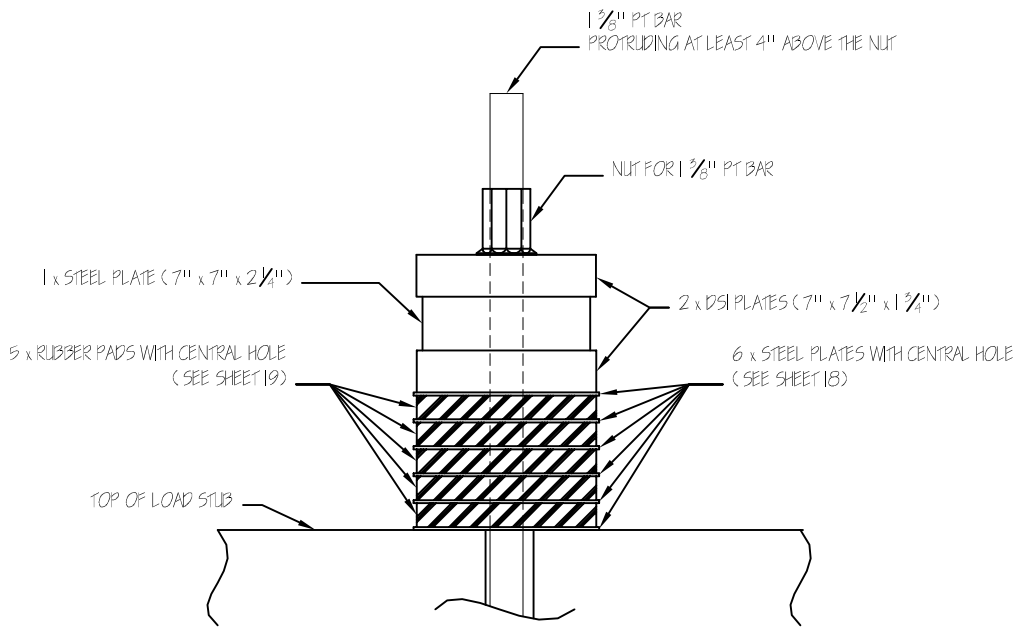
1. PADS ARE 1" THICK
2. PADS HAVE CENTRAL HOLE WITH 1-5/8" DIAMETER
3. SA-47 RUBBER MATERIAL SHALL BE USED
4. TOLERANCE SMALLER THAN 1/32"
5. 23 PADS NEED TO BE FABRICATED, MATERIAL TESTING INCLUDED

APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
SQUARE RUBBER PAD FOR BEARING STACK

SPECIMEN: UNIT I		TEST: QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL: HYBRID DUAL-SHELL COLUMN		
BY: GG	CHK:	DATE: 10/25/11	SCALE: 1/4" = 1"	SHEET: 19	



LOAD-STUB PT ANCHOR ASSEMBLY
1/8" = 1"

NOTES:

1. THIS SOLUTION IS FOR THE TEST SETUP WITH EXTERNAL DISSIPATORS
2. FOUR LOAD-STUB ANCHOR ASSEMBLIES NEED TO BE PROVIDED (ONE PER PT BAR)

APPROVED FOR PRODUCTION

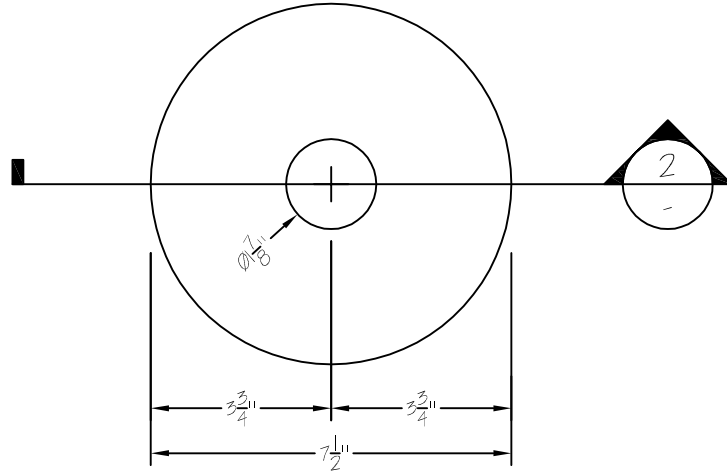


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
PT-LOAD-STUB ANCHOR SYSTEM DETAIL (W/ EXTERNAL DISSIP.)

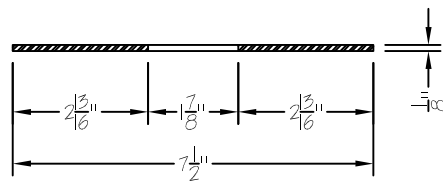
SPECIMEN: UNIT 1		TEST: QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL: HYBRID DUAL-SHELL COLUMN		
BY: GG	CHK:	DATE: 11/08/11	SCALE: 1/8" = 1"	SHEET: 20	

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



1 CIRCULAR STEEL PLATE PLAN VIEW
1/4" = 1"



2 CIRCULAR STEEL PLATE SECTION
1/4" = 1"

NOTES:

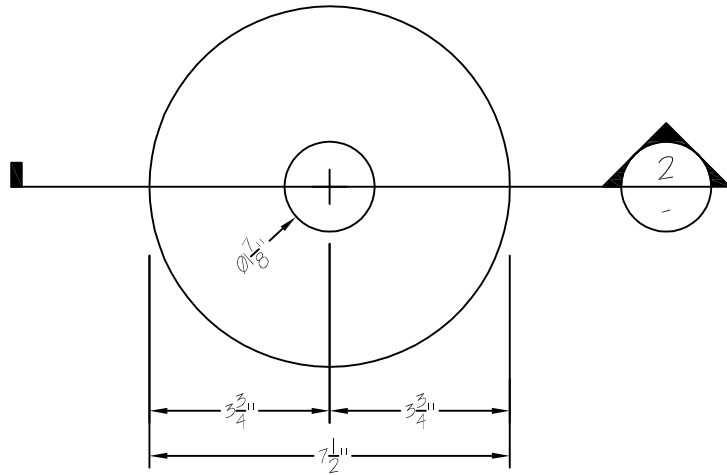
1. PLATES ARE 5/8" THICK
2. PLATES HAVE CENTRAL HOLE WITH 1-7/8" DIAMETER
3. TOLERANCE SMALLER THAN 1/32"
4. 28 PLATES NEED TO BE FABRICATED

APPROVED FOR PRODUCTION

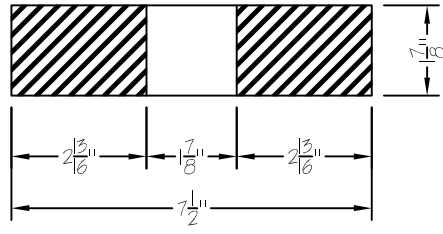


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
CIRCULAR STEEL PLATE FOR BEARING STACK

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN			
BY:	GG	CHK:	DATE:	10/25/11	SCALE:	1/4" = 1"	SHEET:	21



1 CIRCULAR FYFE DISC PLAN VIEW
1/4" = 1"



2 CIRCULAR FYFE DISC SECTION
1/4" = 1"

NOTES:

1. DISCS ARE 1-7/8" THICK
2. DISCS HAVE CENTRAL HOLE WITH 1-7/8" DIAMETER
3. 90-DUROMETER-A ADIPRENE MATERIAL SHALL BE USED
4. TOLERANCE SMALLER THAN 1/32"
5. 20 DISCS NEED TO BE FABRICATED, MATERIAL TESTING INCLUDED

APPROVED FOR PRODUCTION

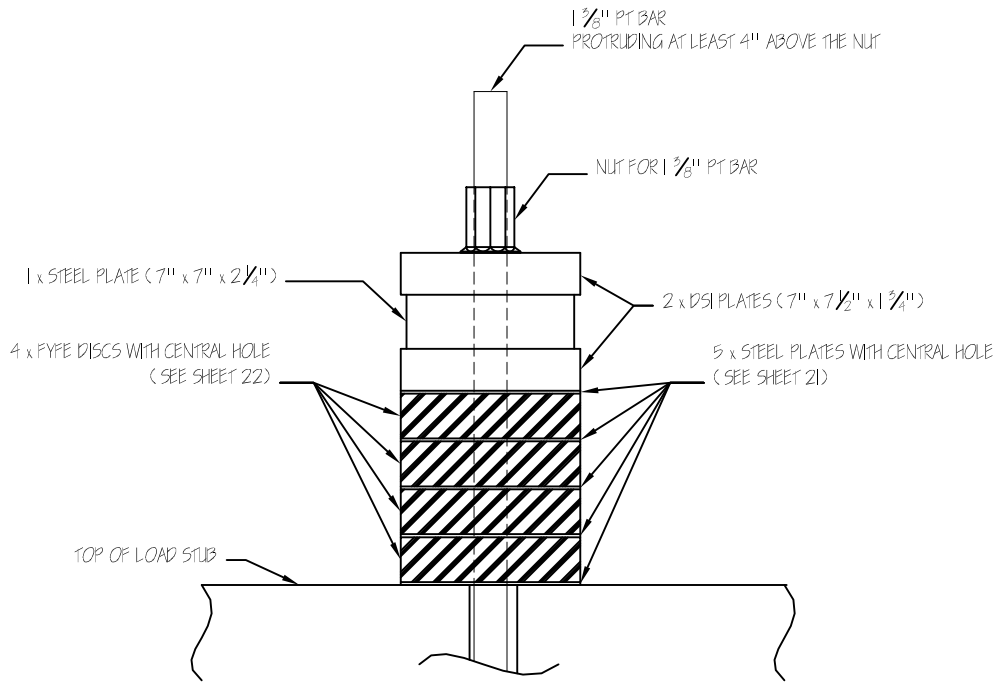


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
CIRCULAR FYFE DISC FOR BEARING STACK

SPECIMEN: UNIT I		TEST: QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL: HYBRID DUAL-SHELL COLUMN		
BY: GG	CHK:	DATE: 10/25/11	SCALE: 1/4" = 1"	SHEET: 22	

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



LOAD-STUB PT ANCHOR ASSEMBLY
1/8" = 1"

NOTES:

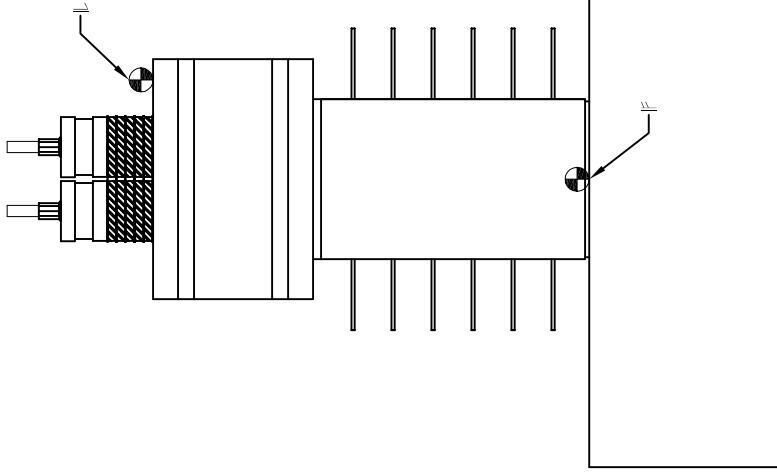
1. THIS SOLUTION IS FOR THE SETUP WITH INTERNAL ENERGY DISSIPATORS
2. FOUR LOAD-STUB ANCHOR ASSEMBLIES NEED TO BE PROVIDED (ONE PER PT BAR)

APPROVED FOR PRODUCTION

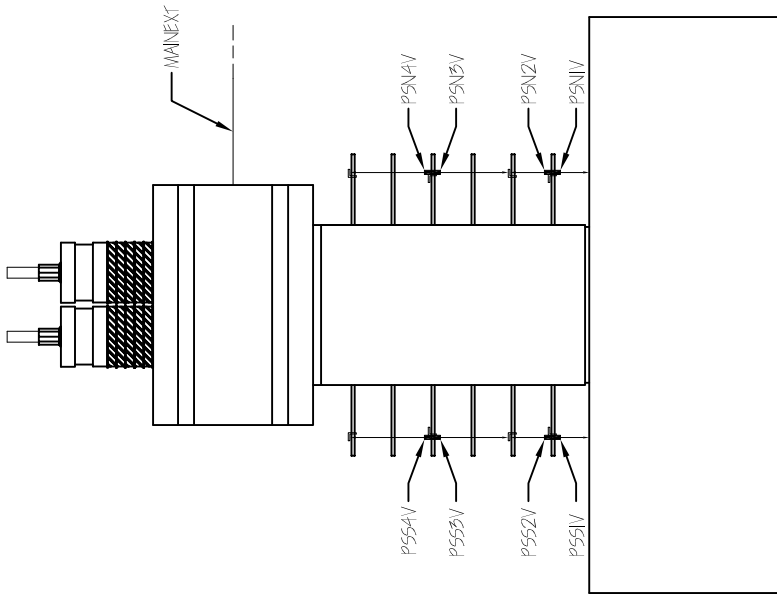


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
PT-LOAD-STUB ANCHOR SYSTEM DETAIL (W/ INTERNAL DISSIP.)

SPECIMEN:	UNIT I	TEST:	QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	12/12/11
				SCALE:	1/8" = 1"
				SHEET:	23



2 EAST ELEVATION W/ INCLINOMETERS
1/2" = 1'-0"



1 EAST ELEVATION W/ POTS
1/2" = 1'-0"

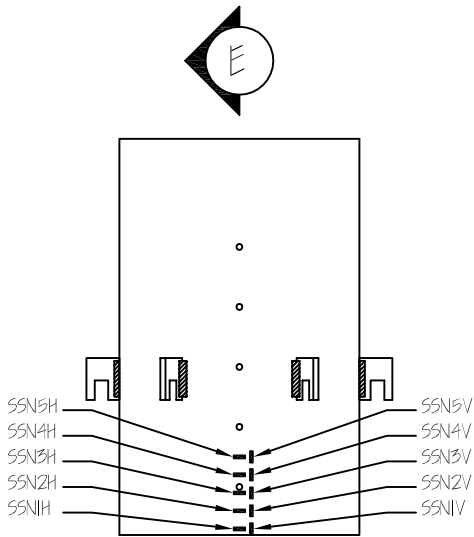


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
UNIT 1-A INSTRUM. LOG: POTENTIOMETERS AND INCLINOMETERS

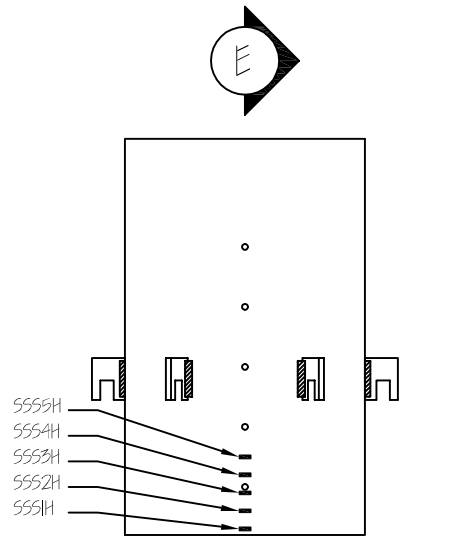
SPECIMEN: UNIT 1		TEST: QUASI STATIC - UCSD		CONNECTION DETAIL: HYBRID DUAL-SHELL COLUMN	
BY: GG	CHK:	DATE: 12/12/11	SCALE: 1/2" = 1'-0"	SHEET: 24	

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

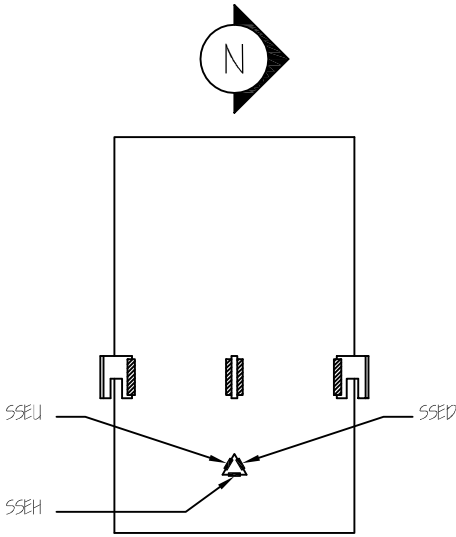
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



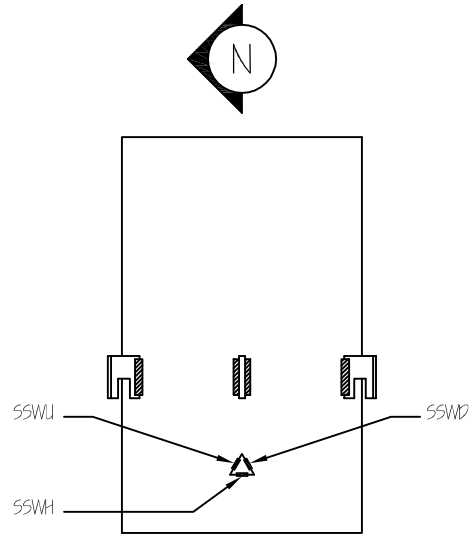
1 OUTER-SHELL NORTH ELEVATION
3/4" = 1'-0"



2 OUTER-SHELL SOUTH ELEVATION
3/4" = 1'-0"



3 OUTER-SHELL EAST ELEVATION
3/4" = 1'-0"



4 OUTER-SHELL WEST ELEVATION
3/4" = 1'-0"

APPROVED FOR PRODUCTION

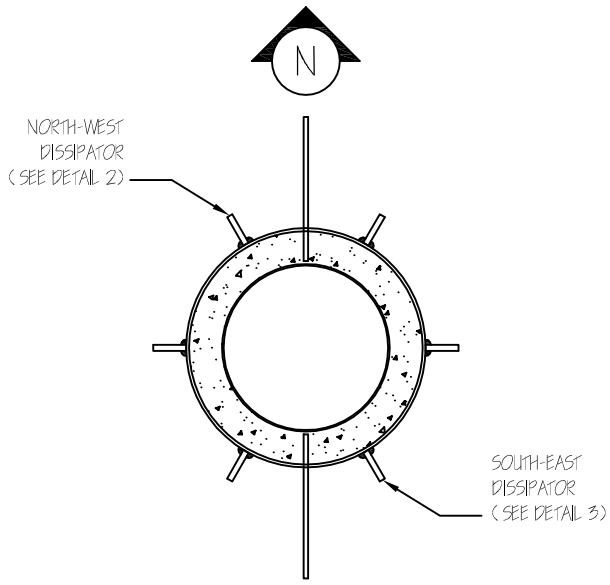


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
UNIT 1-A INSTRUMENTATION LOG: OUTER SHELL

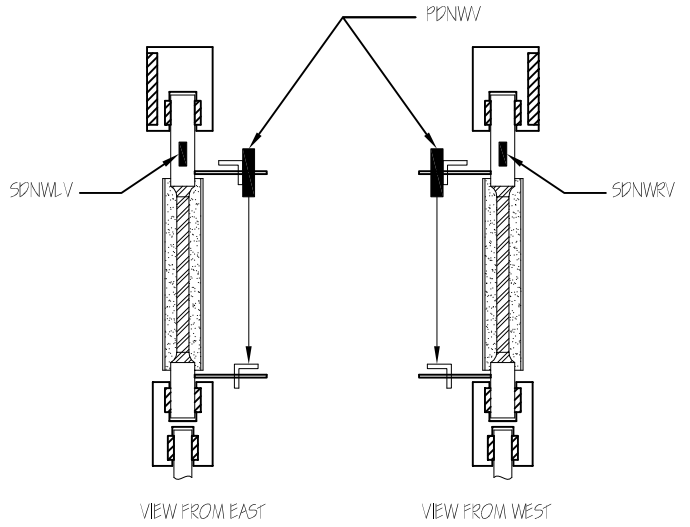
SPECIMEN:	UNIT 1	TEST:	QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	12/12/11
				SCALE:	3/4" = 1'-0"
				SHEET:	25

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

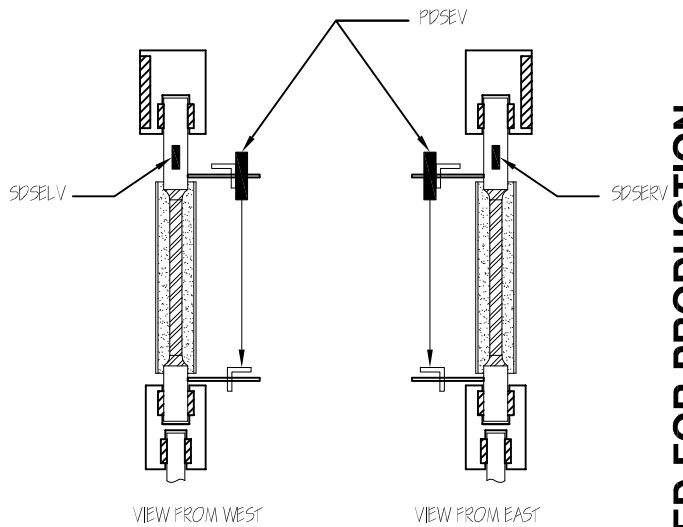
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



1 DISSIPATORS LOCATIONS
NT5



2 NORTH-WEST DISSIPATOR
1/8" = 1"



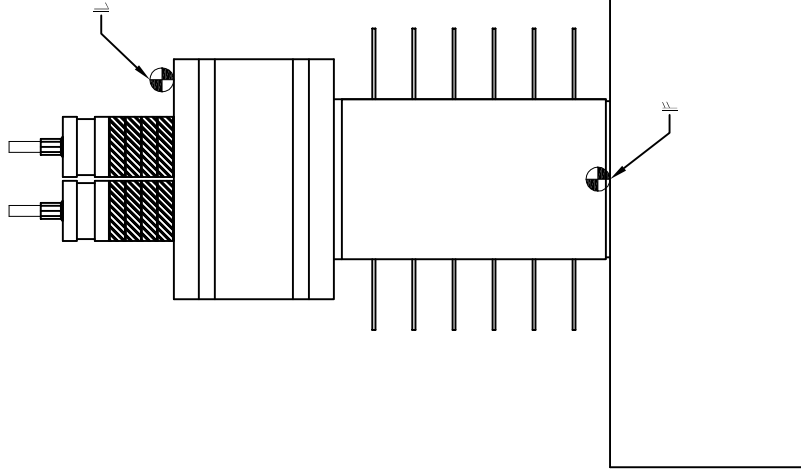
3 SOUTH-EAST DISSIPATOR
1/8" = 1"

APPROVED FOR PRODUCTION

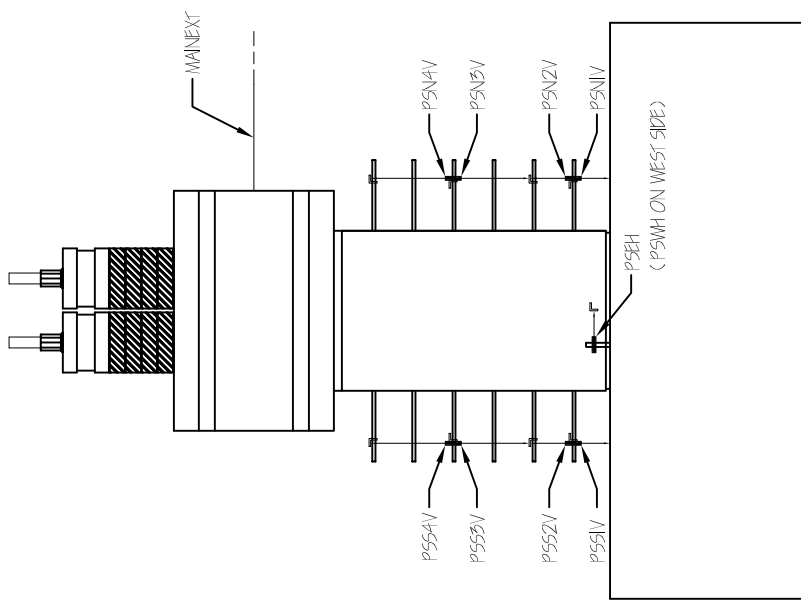


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
UNIT 1-A INSTRUMENTATION LOG: ENERGY DISSIPATORS

SPECIMEN:	UNIT 1	TEST:	QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	11/08/11
				SCALE:	1/8" = 1"
				SHEET:	26



2 EAST ELEVATION W/ INCLINOMETERS
1/2" = 1'-0"



1 EAST ELEVATION W/ POTS
1/2" = 1'-0"

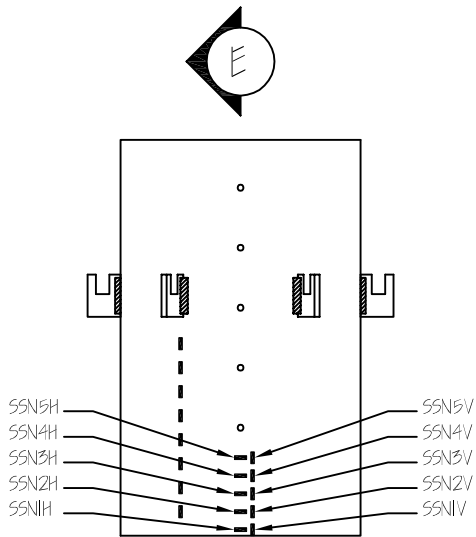


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
UNIT 1-B INSTRUM. LOG: POTENTIOMETERS AND INCLINOMETERS

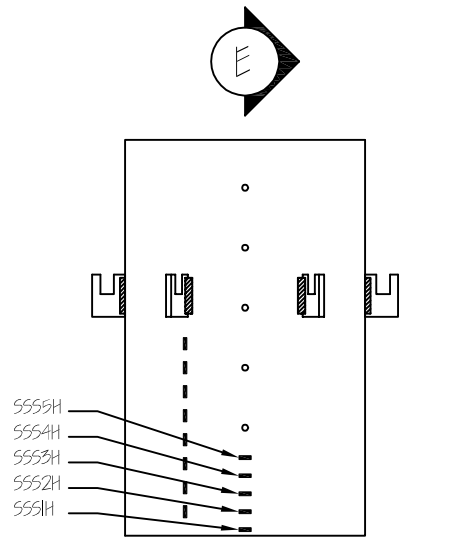
SPECIMEN:	UNIT 1	TEST:	QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	12/12/11
				SCALE:	1/2" = 1'-0"
				SHEET:	27

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

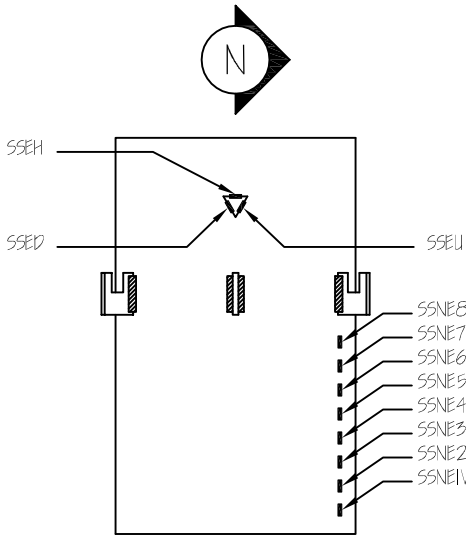
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



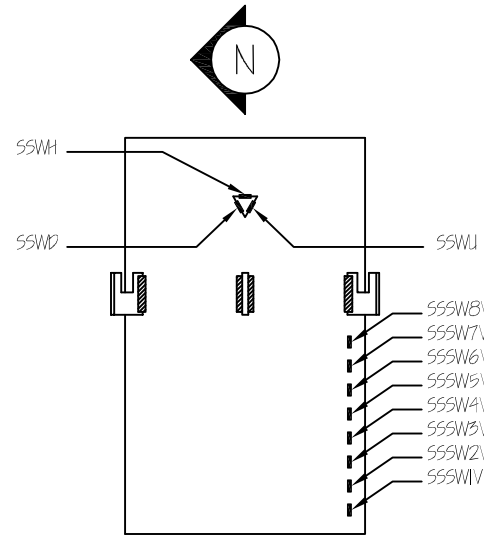
1 OUTER-SHELL NORTH ELEVATION
3/4" = 1'-0"



2 OUTER-SHELL SOUTH ELEVATION
3/4" = 1'-0"



3 OUTER-SHELL EAST ELEVATION
3/4" = 1'-0"



4 OUTER-SHELL WEST ELEVATION
3/4" = 1'-0"

APPROVED FOR PRODUCTION



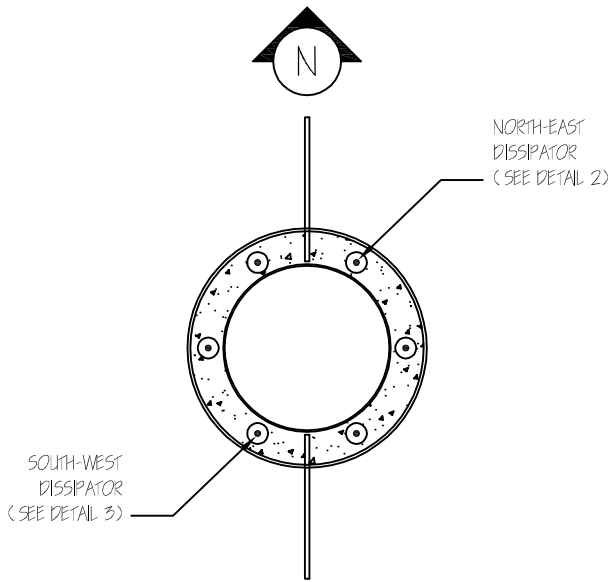
ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS

UNIT 1-B INSTRUMENTATION LOG: OUTER SHELL

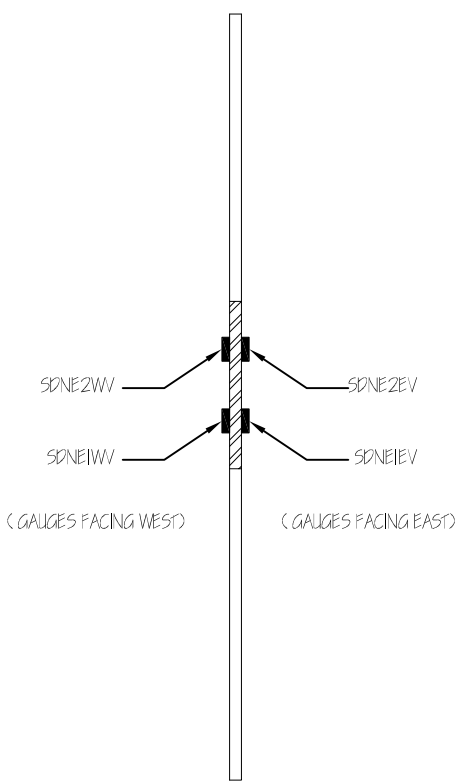
SPECIMEN:	UNIT 1	TEST:	QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	12/12/11
				SCALE:	3/4" = 1'-0"
				SHEET:	28

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

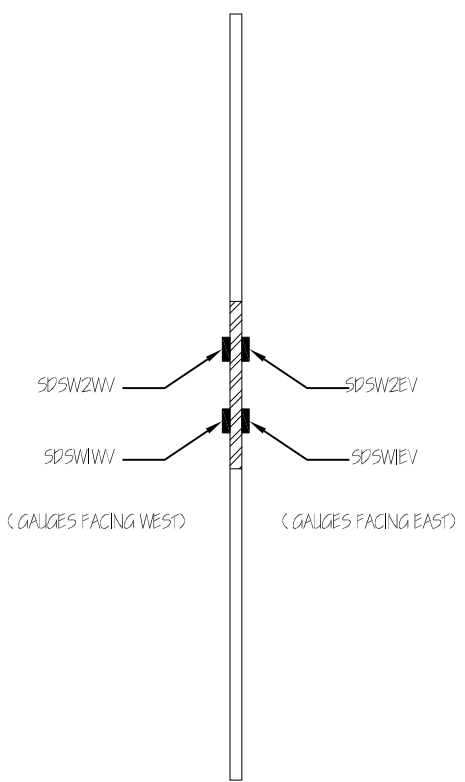
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



1 DISSIPATORS LOCATIONS
NTS



2 NORTH-EAST DISSIPATOR
1/8" = 1"



3 SOUTH-WEST DISSIPATOR
1/8" = 1"

APPROVED FOR PRODUCTION

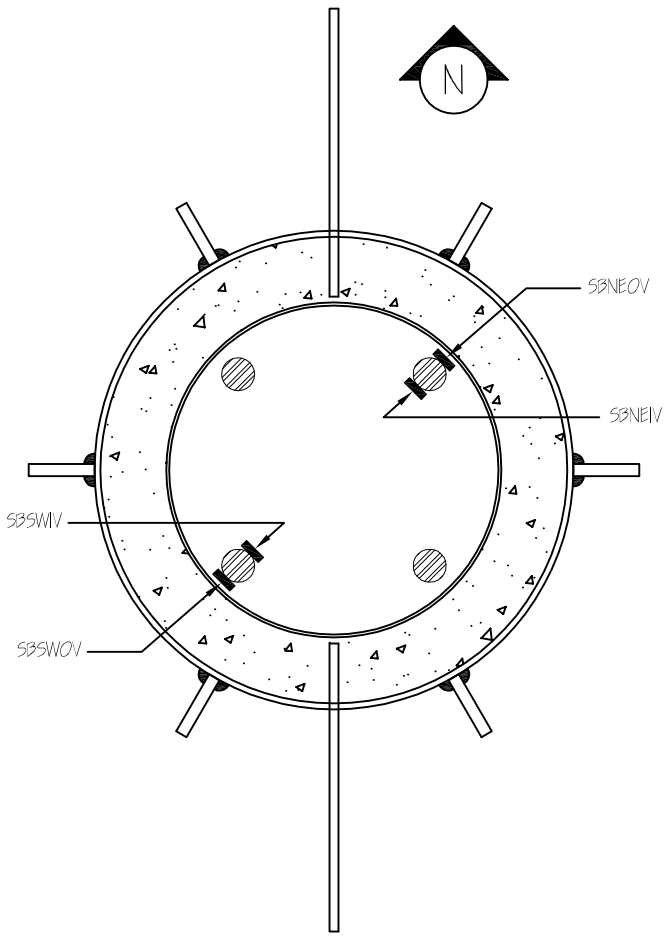


ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
UNIT 1-B INSTRUMENTATION LOG: ENERGY DISSIPATORS

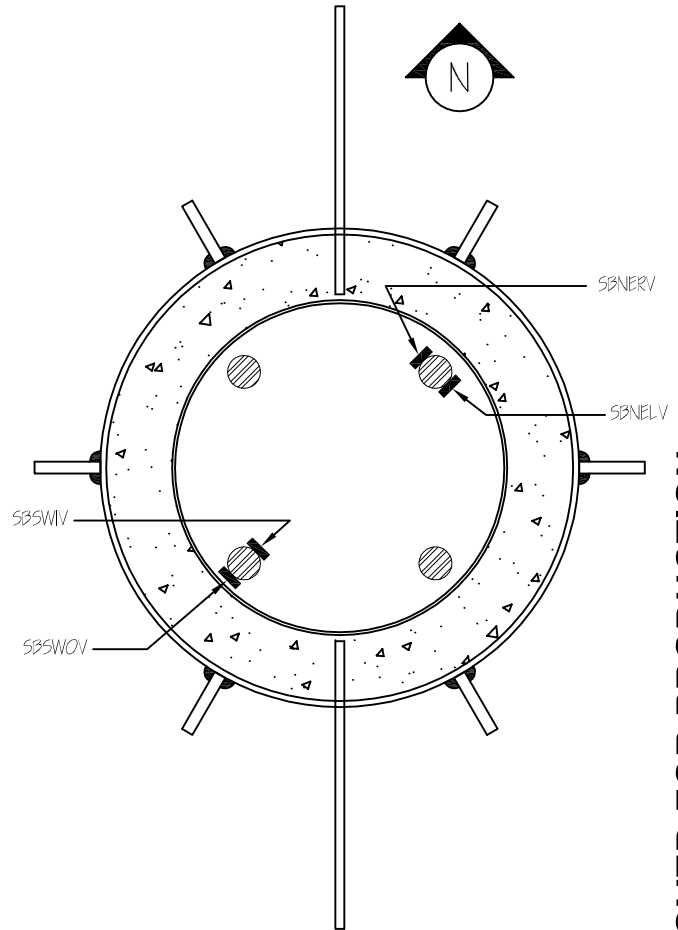
SPECIMEN:	UNIT 1	TEST:	QUASI STATIC - UCSO	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	12/12/11
				SCALE:	1/8" = 1"
				SHEET:	29

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



1 UNIT 1-A (EXTERNAL DISSIPATORS)
1/8" = 1"



2 UNIT 1-B (INTERNAL DISSIPATORS)
1/8" = 1"

APPROVED FOR PRODUCTION



ADV. PRECAST CONCR. DUAL-SHELL STEEL COLUMNS
UNITS 1-A & 1-B INSTRUMENTATION LOG: PT BAR STRAIN GAUGES

SPECIMEN:	UNIT 1	TEST:	QUASI STATIC - UCSD	CONNECTION DETAIL:	HYBRID DUAL-SHELL COLUMN
BY:	GG	CHK:		DATE:	12/12/11
				SCALE:	1/8" = 1"
				SHEET:	30

Bibliografia

AASHTO (2009) “Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design”, 1st edition, American Association of State Highway and Transportation officials, Washington, DC, USA.

ACI (2008), ACI 318-08, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”, Farmington Heights, American Concrete Institute.

Caltrans (2006), “Seismic Design Criteria”, California Department of Transportation, Sacramento, CA, USA.

Carrea,F.(2010), “Shake-Table Test on a Full-Scale Bridge Reinforced Concrete Column”, *tesi specialistica*, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali, Università degli Studi di Bologna, Italia.

Englekirk, R.E.(2002), “Design-Construction of the Paramount”, *PCI Journal*, **47**(4), 56-71.

Guerrini, G. and Restrepo, J.I.(2011), “Advanced Precast Concrete Dual-Shell Steel Columns”, *8th International Conference of Urban Earthquake Engineering*, Tokio,Japan.

Hines, E.M., Restrepo, J.I. and Seible, F.(2004), “Force-Displacement Characterization of Well-Confined Bridge Columns”, *ACI Structural Journal*, **101**(4), 537-548.

Kwan, W.P. and Billington, S.(2003), “Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Piers. I: Monotonic and Cyclic Analyses”, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, **8**(2), 92-101.

Kwan, W.P. and Billington, S.(2003), “Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Piers. II: Seismic Analyses”, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, **8**(2), 102-111.

MacRae, G.A. and Priestley, M.J.N.(1994), “Precast Post-Tensioned UngROUTED Concrete Beam-Column Subassemblage Tests”, Department of Structural Engineering, University of California San Diego, USA.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.(1988), “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **114**(8), 1804-1826.

Marriott, D., Pampanin, S. and Palermo, A.(2008), “Quasi-Static and Pseudo-Dynamic Testing of Umbonded Post-Tensioned Rocking Bridge Piers with External Replaceable Dissipaters”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.

Palermo, A., Pampanin, S. and Calvi, G.M.(2004), "Use of 'Controlled Rocking' in the Seismic Design of Bridges", *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, USA.

Palermo, A., Pampanin, S. and Marriott, D.(2007), "Design, Modeling, and Experimental Response of Seismic Resistant Bridge Piers with Posttensioned Dissipating Connection", *Journal of Earthquake Engineering*, 1648-1660.

Palermo, A. and Pampanin, S.(2008), "Enhanced Seismic Performance of Hybrid Bridge Systems: Comparison with Traditional Monolithic Solutions", *Journal of Earthquake Engineering*, 1267-1295.

Paulay, T. and Priestley, M.J.N.(1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", *New York : John Wiley and Sons*.

Priestley, M.J.N. and Tao, J.R.T.(1993), "Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons", *PCI Journal*, **38**(1), 58-69.

Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.(1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", *New York : John Wiley and Sons*.

Sakai, J., Hyungil, J. and Mahin, S.A.(2006), "Reinforced Concrete Bridge Columns that Re-center Following Earthquakes", *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, CA, USA.

Stanton, J.F., Stone, W.C. and Cheok, G.S.(1997). "A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions", *PCI Journal*, **42**(4), 20-33.

Stone, W.C., Cheok, G.S. and Stanton, J.F.(1995), "Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading", *ACI Structural Journal*, **91**(2), 223-249.

Tobolski, M.J.(2010), "Improving the Design and Performance of Concrete Bridges in Seismic Regions", *Ph.D. thesis*, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, La Jolla, California, USA.

Toranzo, L.A., Restrepo, J.I., Mander, J.B. and Carr, A.J.(2009), "Shake-Table Tests of Confined-Masonry Rocking Walls with Supplementary Hysteretic Damping", *Journal of Earthquake Engineering*, 882-898.