

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

Klara Štrus

Analiza dinamičnega odziva 7-etažne lesene masivne konstrukcije na potresni mizi

Diplomska naloga št.: 3005

Mentor:
prof. dr. Roko Žarnić

Somentor:
asist. dr. Bruno Dujič

Ljubljana, 21. 3. 2008

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge, nasvete, vzpodbudo in dobro voljo iskrena hvala
somentorju asist. dr. Brunu Dujiču.

Hvala tudi doc. dr. Matjažu Dolšku in mentorju izr. prof. dr. Roku Žarniću.

**Mami, Ati, Tilen in Grega – beseda hvala nikoli ne bo dovolj, pa vendar – brez vas mi ne
bi uspelo.**

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana **KLARA ŠTRUS** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:
**»ANALIZA DINAMIČNEGA ODZIVA 7-ETAŽNE LESENE MASIVNE
KONSTRUKCIJE NA POTRESNI MIZI«.**

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam za potrebe elektronske
separatoteke FGG.

Ljubljana, 12.3.2008

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran za napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
------------------------	-------------------------	----------------	---------------

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.011.1:624.042.7(043.2)
Avtor: Klara Štrus
Mentor: izr. prof. dr. Roko Žarnić
Somentor: asist. dr. Bruno Dujič
Naslov: Analiza dinamičnega odziva 7-etažne lesene masivne konstrukcije na potresni mizi
Obseg in oprema: 76 str., 17 pregl., 69 sl., 20 en.
Ključne besede: križno lepljene lesene plošče, lesene konstrukcije, eksperimentalne preiskave, numerično modeliranje, napoved dinamičnega odziva

Izvleček

Oktobra 2007 so v okviru projekta SOFIE na potresni mizi E-Defense na Japonskem izvedli preiskavo 7-etažne konstrukcije iz križno lepljenih panelov v naravnem merilu. Projektu smo se priključili kot raziskovalni tim, ki naj bi pripravil slepo napoved odziva preizkušane konstrukcije na potresni mizi. Tako smo izdelali model preizkušanca v programu SAP2000, pri čemer smo zaradi pomanjkanja podatkov o preizkusu določene parametre predpostavili, med drugim tudi mehanske karakteristike uporabljenih križno lepljenih plošč in razporeditev sider. Njihovo nosilnost smo določili glede na rezultate preiskav, ki so bile na lesenih križno lepljenih stenskih elementih izvedene na FGG-KPMK. Izvedene so bile številne dinamične računske analize, preko katerih smo napovedali dinamični odziv preizkušanca za primer vzbujanja s pospeški tal potresa, ki se je leta 1995 zgodil v mestu Kobe.

BIBLIOGRAFIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.011.1:624.042.7(043.2)
Author: Klara Štrus
Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Roko Žarnić
Co-supervisor: Assist. Dr. Bruno Dujič
Title: Dynamic response analysis of a 7-storey massive wooden structure on a shaking table
Notes: 76p., 17 tab., 69 fig., 20 eq.
Key words: cross laminated wooden slabs, wooden structures, experimental research, numerical modeling, prediction of dynamic response

Abstract

In October 2007 a research of a 7-storey structure made of cross laminated wooden panels in natural scale was carried out on a shaking table E-Defence in Japan within the SOFIE project. We cooperate in a joint project as a research team whose task was to prepare a blind prediction of a response of tested structure on a shaking table. We made a model of test specimen using programme Sap2000, but due to the lack of data about the test details we presumed certain parameters, including the mechanical characteristics of used cross laminated slabs and the distribution of anchors. Their load bearing capacity was determined according to the test results of wooden cross laminated wall elements carried out in FGG-KPMK. Numerous dynamic numerical analyses were carried out, through which we predicted the dynamic response of test structure in the case of ground acceleration excitation of the Kobe earthquake in 1995.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	KONSTRUKCIJSKI SISTEM IZ KRIŽNO LEPLJENEGA LESA.....	3
2.1	Lesene križno lepljene plošče.....	3
2.2	Lepila za lepljenje lesa v križno strukturo	6
2.3	Vezna sredstva.....	7
2.4	Prednosti gradnje s križno lepljenimi paneli	10
3	OBNAŠANJE KRIŽNO LEPLJENIH LESENIH PANELOV POD DINAMIČNIMI OBREMENITVAMI	13
3.1	Preiskave lesenih križno lepljenih stenskih elementov na Univerzi v Ljubljani.....	14
3.1.1	Preiskave mehanskih karakteristik križno lepljenega masivnega panela.....	15
3.1.1.1	Modul elastičnosti	15
3.1.1.2	Gostota	16
3.1.2	Preiskave nosilnosti kotnih sider	16
3.1.3	Strižne preiskave lesenih masivnih stenskih elementov	18
3.1.3.1	Preizkuševalna naprava	19
3.1.3.2	Ugotovitve in rezultati	21
3.1.4	Testiranje sidranih panelov na potresni mizi.....	22
3.2	Projekt SOFIE.....	24
4	PREIZKUS 7-ETAŽNE KRIŽNO LEPLJENE LESENE MASIVNE KONSTRUKCIJE NA POTRESNI MIZI.....	29
4.1	Opis preizkušanca.....	29
4.1.1	Geometrija in zgradba konstrukcije	29
4.1.2	Sestava konstrukcije	32
4.1.3	Obremenitev in pričakovani odziv konstrukcije.....	33
4.1.4	Razporeditev merilnih inštrumentov	34

4.2	Preizkuševalna naprava – potresna miza E-Defense	36
5	NAPOVED ODZIVA 7-ETAŽNE LESENE MASIVNE KONSTRUKCIJE PRI POTRESNI OBTEŽBI.....	38
5.1	Računski model konstrukcije	38
5.1.1	Materialne karakteristike ploskovnih končnih elementov za modeliranje križno lepljenih panelov	42
5.2	Modeliranje veznih sredstev glede na računsko določeno potresno obtežbo.....	47
5.2.1	Dimenzioniranje sider	47
5.2.2	Masa konstrukcije	49
5.2.3	Potresne sile na konstrukcijo.....	50
5.2.4	Dvižne in strižne sile na konstrukciji glede na potresno obtežbo	52
5.2.5	Aktivirano trenje med stenskimi elementi in podlago	53
5.2.6	Določitev števila in pozicije sider	54
5.2.7	Konstitutivni zakon za sidra.....	60
5.3	Analiza in rezultati	62
6	ZAKLJUČEK.....	72
VIRI	74

KAZALO PREGLEDNIC

- Preglednica 1: Variante preiskav stenskih elementov (Dujič, 2005)
- Preglednica 2: Specifikacija potresne mize E-Defense
- Preglednica 3: Dimenzije odprtin preizkušanca in modela
- Preglednica 4: Sestavni koeficienti za lesene križno lepljene plošče (Blass, 2004)
- Preglednica 5: Efektivne trdnosti in togosti lesenih križno lepljenih plošč (Blass, 2004)
- Preglednica 6: Predpostavljene debeline slojev posameznih plošč v mm
- Preglednica 7: Predpostavljene vrednosti efektivnih modulov elastičnosti za XLam plošče preizkušanca v kN/m^2
- Preglednica 8: Tipi tal po EC8
- Preglednica 9: Vrednosti parametrov za posamezno kategorijo tal
- Preglednica 10: Mase konstrukcije na nivoju etaž
- Preglednica 11: Podatki za izračun vrednosti projektnega spektra pospeškov
- Preglednica 12: Vrednosti potresne sile v posamezni etaži v kN
- Preglednica 13: Strižne in dvižne sile v posameznih etažah konstrukcije v kN
- Preglednica 14: Aktivirano trenje na dnu posameznih etaž
- Preglednica 15: Dimenzioniranje strižnih sider
- Preglednica 16: Dimenzioniranje dvižnih sider
- Preglednica 17: Vrednosti sekantnih togosti $[\text{kN/m}]$ pri linearnem modeliranju sider

KAZALO SLIK

- Slika 1: Tipičen prerez križno lepljene plošče
- Slika 2: Raznos vertikalne obtežbe v ravnini stene (levo) in raznos vertikalne obtežbe v ravnini plošče (desno)
- Slika 3: Shema kemijske reakcije lepila Purbond
- Slika 4: Detajl 5-slojne plošče z vijačenim preklopom (KLH® Construction Guidelines)
- Slika 5: Detajl stikovanja v medetaži (KLH® Construction Guidelines)
- Slika 6: Detajl stikovanja s temeljno ploščo (KLH® Construction Guidelines)
- Slika 7: Enodružinska hiša (levo) in večnadstropna konstrukcija (desno) iz križno lepljenega lesenega konstrukcijskega sistema
- Slika 8: Notranjost poslovnega objekta (a), hala s prednapeto strešno konstrukcijo (b), primer zahtevnejše arhitekture (c), prevoz mostnega nosilca (d), most za pešce (e) in ločni most (f) (KLH)
- Slika 9: Porušitev preizkušanca obremenjenega vzporedno in pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti (Klobčar, 2005)
- Slika 10: Kotno sidro BMF 105
- Slika 11: Dvižna in strižna preiskava sidra BMF 105 na KLH panelu (Stepišnik, 2005)
- Slika 12: Preiskava za izvajanje cikličnih strižnih preiskav stenskih panelov
- Slika 13: Tipični odzivi lesene stene izpostavljene kombinirani vertikalni in horizontalni obtežbi - primer A levo, primer B na sredini in primer C desno (Dujič, 2006c)
- Slika 14: Primerjava odziva stenskega panela dolžine 2,44m pri monolitni in ciklični vodoravni obtežbi (vertikalna obtežba 15kN/m) (Dujič, 2006a)
- Slika 15: Preizkušanca dveh različnih konstrukcijskih sistemov (pri KLH) na potresni mizi IZIIS
- Slika 16: 3-etažna stavba iz križno lepljenega lesa na potresni mizi NIED v Tsukubi
- Slika 17: Skica navpičnega stika med dvema stenskima paneloma
- Slika 18: Skica in slika preklopnih stikov med paneli medetažne plošče in povezave plošč s spodnjimi stenami

- Slika 19: Dvižna in strižna sidra v pritličju (levo) in v etaži (desno) 3-etažnega preizkušanca na potresni mizi
- Slika 20: Razporeditev odprtin v pritličju v fazi A, B in C
- Slika 21: 3D računalniška simulacija preizkušanca na potresni mizi
- Slika 22: Tloris pritličja, 1., 2., 3. in 4. nadstropja z zunanjimi dimenzijami in dimenzijami odprtin
- Slika 23: Tloris 5. nadstropja
- Slika 24: Tloris 6. nadstropja
- Slika 25: Stranska pogleda na konstrukcijo s prikazom posameznih panelov
- Slika 26: Čelna pogleda na konstrukcijo s prikazom posameznih panelov
- Slika 27: Sestava preizkušane konstrukcije na potresni mizi
- Slika 28: Pogled na preizkušanec s približno razporeditvijo merilnih inštrumentov (Shaking table Test of a 7 Storey Xlam Building, 2007)
- Slika 29: Potresna miza E-Defense v laboratoriju NIED
- Slika 30: Maketa in sestava potresne mize E-Defense
- Slika 31: Tloris etaže modela
- Slika 32: 3D računski model konstrukcije v programu Sap 2000
- Slika 33: Predpostavljena razporeditev napetosti v križno lepljeni leseni plošči
- Slika 34: Sestava in oznake slojev križno lepljene plošče (m=5) (Blass, 2004)
- Slika 35: Shema dejanskega modula elastičnosti posamezne plasti ter efektivnega modula elastičnosti namišljenega prereza
- Slika 36: Strižna in dvižna sidra, uporabljena za pritrditev sten na medetažne plošče in na temeljno podlago
- Slika 37: Pozicije sider v pritličju
- Slika 38: Pozicije sider v 1. nadstropju
- Slika 39: Pozicije sider v 2. nadstropju
- Slika 40: Pozicije sider v 3. nadstropju
- Slika 41: Pozicije sider v 4. nadstropju
- Slika 42: Pozicije sider v 5. nadstropju
- Slika 43a: Odziv dvižnega sidra v pritličju v smeri Z z 22 žebli $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 43b: Odziv dvižnega sidra v pritličju v prečni smeri, če trenje modeliramo v

vsakem vogalu končnega elementa

- Slika 43c: Odziv strižnega sidra v pritličju v prečni smeri z 12 žebli $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 43d: Odziv strižnega sidra v pritličju v smeri Z z 12 žebli $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 43e: Modeliranje trenja v prostih točkah končnih elementov dimenzij 25cm
- Slika 43f: Preprečitev pomika v negativni smeri osi Z za vsako prosto točko končnih elementov dimenzij 25cm
- Slika 44: Vsiljeno nihanje v smeri X
- Slika 45: Vsiljeno nihanje v smeri Y
- Slika 46: Vsiljeno nihanje v smeri Z
- Slika 47: Prikaz spremembe nosilnosti strižnega sidra pritličja v prečni smeri zaradi upoštevanja vpliva trenja na lokaciji sidra
- Slika 48a: Nosilnost dvižnega sidra v pritličju; 26 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 48b: Nosilnost strižnega sidra v pritličju v prečni smeri; 12 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 48c: Dvižna nosilnost strižnega sidra v pritličju; 12 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 49a: Nosilnost dvižnega sidra v 1. nadstropju; 24 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 49b: Nosilnost strižnega sidra v 1. nadstropju v prečni smeri; 12 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 49c: Dvižna nosilnost strižnega sidra v 1. nadstropju; 12 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 50a: Nosilnost dvižnega sidra v 2. nadstropju; 20 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 50b: Prečna nosilnost strižnega sidra v 2. nadstropju; 12 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 50c: Dvižna nosilnost strižnega sidra v 2. nadstropju; 12 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 51a: Nosilnost strižnega sidra v 3. nadstropju v prečni smeri; 10 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 51b: Dvižna nosilnost strižnega sidra v 3. nadstropju; 10 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 52a: Odziv strižnega sidra v 4. nadstropju v prečni smeri; 8 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 52b: Odziv stružnega sidra v 4. nadstropju v dvižni smeri; 8 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 53a: Strižna nosilnost strižnega sidra v 5. nadstropju; 8 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 53b: Dvižna nosilnost strižnega sidra v 5. nadstropju; 8 žeblijev $\varnothing 4/60\text{mm}$
- Slika 54: Časovni potek pomikov v točki 7S v smeri X
- Slika 55: Časovni potek pomikov v točki 7S v smeri Y
- Slika 56: Potek vertikalnih pomikov v točki 7S

1 UVOD

Les je raznolik gradbeni material z izredno visokim razvojnim potencialom. Čeprav je poleg kamna prvi gradbeni material, je njegova uporaba v preteklem stoletju močno upadla. Razlog je predvsem v pojavu novih in cenejših gradbenih materialov kot sta beton in jeklo ter v nekoliko slabši odpornosti lesa na spremembe vlage, biološke škodljivce in požarne obremenitve. Danes zaradi razvoja primernih sistemov zaščite, uporabe ustreznih konstrukcijskih rešitev predvsem pa zaradi vračanja človeka k naravnim materialom, ki nudijo najboljše bivalno klimatske razmere, les doživlja izjemno renesanso. Vizionarske ideje o gradnji z lesom prinašajo nova raziskovalna spoznanja za njegovo uporabo, katerih produkt so tudi novi sistemi gradnje z lesom.

Med slednje lahko štejemo tudi konstrukcijske sisteme iz križno lepljenega lesa, v tujini poznanega pod imenom "XLAM System". Ta inovativen sistem za gradnjo lesenih masivnih konstrukcij se je rodil v Nemčiji in Avstriji pred približno desetletjem in uporablja križno lepljene lesene lamele oziroma deske tako za stenske kot stropne elemente. Zaradi odličnih ekološki lastnosti, hitre in enostavne gradnje ter človeku prijaznega bivalnega okolja, ki ga nudijo, postajajo dan za dnem večnadstropni objekti iz križno lepljenega lesa vse močnejša in ekonomsko upravičena alternativa tudi betonskim in zidanim konstrukcijam po vsej Evropi.

Kljub vse večji razširjenosti pa te nove konstrukcije niso pokrite s standardi za projektiranje, predvsem na področju zagotavljanja potresne varnosti, čeprav sodobni evropski predpisi s področja gradbenih proizvodov zahtevajo računski dokaz nosilnosti in potresne odpornosti objekta. Da bi zapolnili vrzeli na področju zakonodaje, v več laboratorijih po Evropi izvajajo eksperimentalne raziskave na križno lepljenih panelnih elementih. Za zagotovitev potresne varnosti objekta je potrebno namreč natančno poznati tako lastnosti uporabljenih materialov (les, vezna sredstva) kot tudi mehanske lastnosti sestavljenih osnovnih elementov konstrukcije (strižnih sten), ki ji zagotavljajo togost in nosilnost.

Na Katedri za preskušanje materialov in konstrukcij Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani so v preteklih letih izvedli veliko preiskav lesenih križno lepljenih

nosilnih stenskih elementov. S pomočjo cikličnih preiskav veznih sredstev in sidranih lesenih križno lepljenih sten so prišli do pomembnih ugotovitev, na podlagi katerih ob ustreznem matematičnem modelu lahko napovemo obnašanje lesene križno lepljene konstrukcije med potresom.

Italijanski in japonski znanstveniki so v času nastajanja te diplomske naloge na potresni mizi E-Defense v japonskem mestu Miki preizkusili 7-etažno konstrukcijo iz križno lepljenega lesa v naravnem merilu. Glede na rezultate preizkusa bodo skušali predlagati faktor obnašanja " q " za tovrstne konstrukcije in zagotoviti podatke o njihovem obnašanju, ki bi pripomogli k projektiranju ter izgradnji potresno odpornih in varnih stavb ter bi jih kot priporočila lahko vključili tudi v veljavne evropske standarde.

V okviru predstavljenega diplomskega dela smo skušali na podlagi znanja o obnašanju križno lepljenih lesenih konstrukcij, ki so ga pridobili na Katedri za preskušanje materialov in konstrukcij, in na podlagi v naprej podanih podatkov o sami konstrukciji s strani italijanskih raziskovalcev napovedati dinamični odziv preizkušene 7-etažne konstrukcije. Izdelan je bil 3D računski model v komercialnem programu SAP2000, verzija 9. Z izvedenimi analizami smo skušali na tej 7-etažni konstrukciji verificirati računski pristop, ki je bil v okviru predhodnih preiskav na lesenih konstrukcijah predlagan na katedri.

Diplomsko delo predstavlja tudi prispevek k enostavnim računskim metodam, ki bi bile za tovrstne konstrukcije lahko uporabne v praksi.

2 KONSTRUKCIJSKI SISTEM IZ KRIŽNO LEPLJENEGA LESA

2.1 Lesene križno lepljene plošče

Križno lepljen les je sodobno kompozitno gradivo, ki ima bolj enakomerne in boljše mehanske lastnosti kot les sam. Sestavljajo ga križno zložene lesene lamele oziroma deske, ki so pod visokim pritiskom ploskovno zlepljene v večji masivni element. Za osnovno surovino se najpogosteje uporablja les iglavcev, ki je tehnično posušen do 12% ($\pm 2\%$) vlažnosti, s čimer je omogočena naravna zaščita lesa pred škodljivci kot so gobe, insekti in plesni.

Odvisno od vrste uporabe in zahtev po nosilnosti so plošče izdelane v lihem številu slojev – 3, 5, 7 ali več, vse do maksimalne debeline 60cm. Medsebojna orientiranost lamel v posameznih slojih znaša 90° , prečni prerez plošče pa je simetričen.



Slika 1: Tipičen prerez križno lepljene plošče

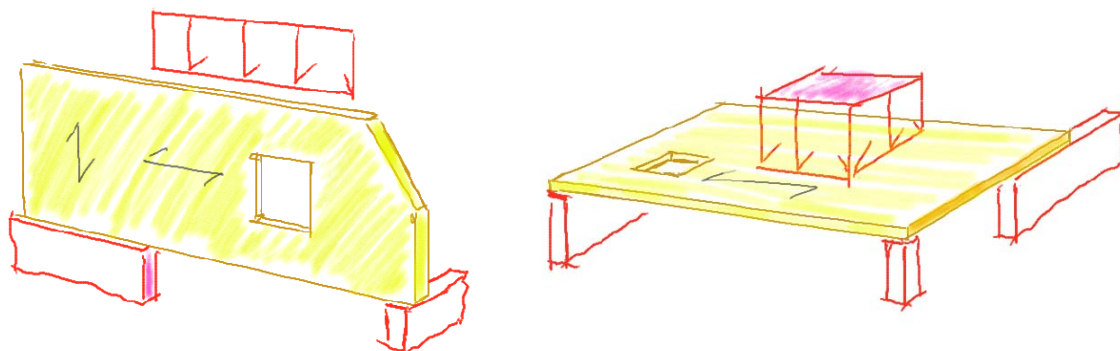
Za specifične potrebe po nosilnosti v posamezni smeri, imata lahko največ dva zaporedna sloja enako orientiranost lamel. Takšne plošče se običajno izdelajo na zahtevo naročnika in se razlikujejo od standardnih proizvodnih plošč. Tako se lahko v posebnih primerih za doseganje višjih upogibnih trdnosti izdelajo plošče z dvojnimi zunanji nosilnimi sloji, za doseganje višjih strižnih trdnosti pa plošče z dvojnimi osrednjimi sloji. Pri tem je potrebno na stiku s

prvim prečnim slojem upoštevati računsko strižno trdnost. S kombinacijo tankih vzdolžnih nosilnih slojev in debelejših prečnih slojev lahko dosežemo višjo nosilnost tudi v prečni smeri. (KLH Statika, ETA)

Materialne karakteristike križno lepljenih panelov so nekoliko težje določljive, predvsem zaradi lastnosti lesa kot nehomogenega naravnega materiala. Eksperimentalno dobljene zveze med napetostmi in deformacijami se namreč pri lesu zaradi njegove anizotropije zelo razlikujejo glede na način obremenitve (tlak, nateg) in glede na smer delovanja napetosti (vzporedno z vlakni, pravokotno na vlakna ali pod določenim kotom glede na smer vlaken). S križnim lepljenjem lesenih lamel dosežemo, da imajo leseni elementi enakomernejše mehanske lastnosti ter se pri obremenitvah bolj homogeno obnašajo, zaradi česar se prerezi tudi manj krivijo in ne pokajo. Materialne karakteristike plošč lahko določimo ali eksperimentalno ali z ustrezno računsko metodo, ki jo je predlagal profesor Blass in je predstavljena v nadaljevanju diplomske naloge.

Križno lepljenje povečuje nosilnost, poleg tega pa zagotavlja dimenzijsko stabilnost plošč, kar pomeni, da je delovanje lesa (krčenje, nabrekanje) zmanjšano na zanemarljivo vrednost. Tako so deformacije v ravnini takšne plošče dejansko zanemarljive, medtem ko pravokotno na ravnino plošče znašajo približno 2,4mm/m za vsak % spremembe vlažnosti lesa. (KLH statika)

Zaradi križno orientiranih lamel lahko elementi obtežbo prenašajo v dveh pravokotnih smereh, kar omogoča njihovo uporabo tako za stenske kot stropne elemente, primarna smer prenosa obtežbe pa ustreza orientaciji vlaken zunanjih plasti desk, kar je shematično prikazano na sliki 2. Paneli lahko dosežajo dimenzije, ki so primerne tudi za gradnjo etažnih sten v enem kosu s predhodno izrezanimi odprtinami in pripravljenimi površinami za stikovanje, v kolikor to seveda dovoljuje transport.



Slika 2: Raznos vertikalne obtežbe v ravnini stene (levo) in raznos vertikalne obtežbe v ravnini plošče (desno)

Z ustrezno povezavo elementov v celotno konstrukcijo lahko dosežemo, da plošče, ki se uporabljajo za stenske elemente, prevzamejo veliko vodoravno obtežbo tako v ravnini stene kot pravokotno nanjo. S primerno arhitekturno in statično zasnovo objekta, ustrezno nosilnostjo samih panelov ter primerno izvedbo stikov med stenami in ploščami lahko torej zagotovimo odlično odpornost konstrukcije iz križno lepljenih plošč tudi na delovanje vodoravnih obtežb kot sta veter in potres.

Masivne lesene križno lepljene plošče imajo tudi bistveno večjo požarno odpornost, kot jo izdelkom iz lesa običajno predpisujemo, ter pri tem presegajo jeklo in armirani beton. Sposobnost lesa za prevajanje toplote je namreč zelo majhna, saj jo prevaja 300 do 400 krat počasneje kot jeklo. Elementi zoglelijo počasi od površine proti notranjosti, ustvarjena zoglelost pa zmanjšuje prevajanje toplote in onemogoča dostop kisika do lesa. V nezoglelem preseku ohranjajo elementi polno nosilnost in med gorenjem ne spreminjajo oblike, zaradi česar ne povzročajo pritiska na ostale konstrukcijske elemente in niso vzrok njihove porušitve.

Glede na hitrosti gorenja križno lepljenih plošč znaša običajno požarna odpornost 3-slojne plošče 30 min, s 5-slojnimi ploščami je mogoče doseči požarno odpornost 60 min, pri večjih debelinah in večslojnih stenah pa tudi 90 min. V skladu z zahtevami požarnih predpisov so računsko dokazljive tudi višje vrednosti požarne odpornosti (90 min, 120 min, itd.), ki pa so odvisne predvsem od debeline in slojevitosti plošč ter njihovih oblog.

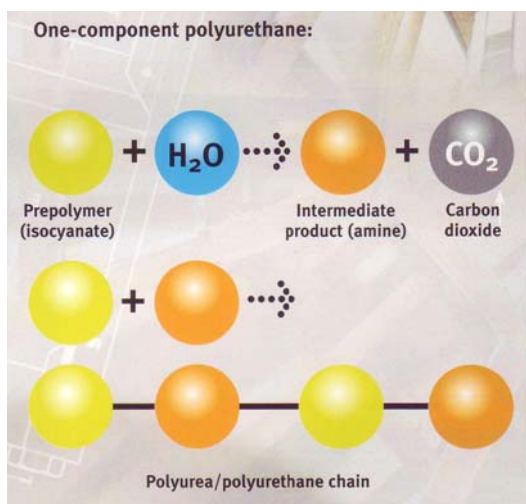
Življenjska doba plošč znaša ob ustrezni vgraditvi tudi več kot 50 let. (ETA)

2.2 Lepila za lepljenje lesa v križno strukturo

Vsestransko uporabo lepljenih lesenih konstrukcij moramo delno pripisati tudi razvoju sintetičnih lepil. Zahteve, ki jih morajo izpolnjevati, podajajo ustrezni evropski standardi. Uporaba lepil, ki se odlikujejo po odpornosti na temperaturo, klimatske spremembe, kemikalije in mikroorganizme, zagotavljajo lesenim lepljenim konstrukcijam v določenih primerih prednost pred armiranobetonskimi in jeklenimi. Lepilo poveže les v nov material, imeti pa mora takšne mehanske lastnosti, da je stik praktično nedeformabilen. Pogoji, ki jih morajo takšna lepila izpolnjevati so: konstantna trdnost, trdnost na stiku mora biti vsaj enkrat večja ali pa enaka, kot je trdnost lesa na strig vzporedno ali pa pravokotno na vlakna, odpornost na anorganske in organske snovi, odpornost na kemijske vplive, strjevanje na temperaturah do 25 °C, požarna odpornost in ustrezen odprti čas lepila (čas od takrat, ko naneseemo lepilo, pa do takrat, ko lamele stisnemo). (Kitek Kuzman, 2006)

Večinoma proizvajalci lesenih križno lepljenih plošč uporabljajo za lepljenje enokomponentno poliuretansko lepilo Purbond, ki izkorišča naravno vlago v lesu za povezovanje elementov v celoto brez potrebe po topilih in formaldehidu. Na lesene deske se po celotni površini nanese okoli 200g lepila na kvadratni meter, popolno zlepljenje pa se doseže v stiskalnicah.

V prvem koraku povezovalnega procesa voda, ki jo vsebujejo lesene lamele v obliki vlage, reagira z delom izocianatov v lepilu in tvori amin kot vmesni produkt, izločati pa se začne ogljikov dioksid, kar povzroči rahlo penjenje lepila. Amin nato zelo hitro reagira s preostalim delom izocianatne skupine, ki rezultira v križno povezani strukturi podobni tistim, pri dvokomponentnih sistemih.



Slika 3: Shema kemijske reakcije lepila Purbond

Ker lepilo v okolje oddaja CO₂ in ne vsebuje formaldehida ali topil, je njegov vpliv na človekovo zdravje in okolje minimalen. Je brez vonja, zaradi visoke sposobnosti povezovanja, kar zmanjšuje porabo med samo proizvodnjo, pa tudi varčno oz. ekonomično. Njegova uporaba je enostavna, saj se material nanaša direktno iz pločevinke, zaradi česar ni odpadka, prav tako pa ni potrebno mešanje. V strjeni obliki je popolnoma inertno in toksikološko varno, kar dokazujejo desetletja izkušenj pri uporabi na stanovanjskih, medicinskih in drugih površinah (tapecirano pohištvo, ležišča, športni tekstil, medicinski implantati).

Ker so vsa uporabljena lepila neformaldehidna, so lepljene konstrukcije popolnoma primerljive z naravnim masivnim lesom.

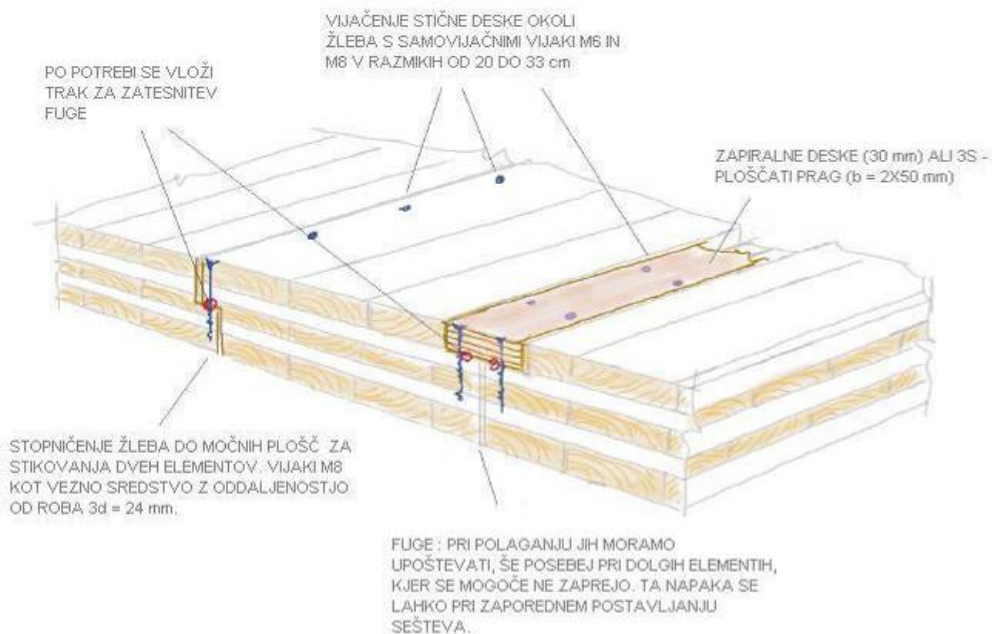
2.3 Vezna sredstva

Križno lepljeni paneli se v talno oziroma temeljno konstrukcijo sidrajo s pomočjo kovinskih sider. Pri tem se za prevzem dvižne sile, ki nastane kot posledica rotacije stene v primeru horizontalne obremenitve, uporabljajo t.i. dvižna sidra, za prevzem strižnih sil, ki se pojavijo ob zdrsu stene, pa t.i. strižna sidra. V temeljno konstrukcijo so sidra vijačena z jeklenimi vijaki, v lesene plošče pa običajno pritrjena z obročastimi žablji premera vsaj 4 mm in dolžine 40 oz. 60 mm. Podobno se pritrjujejo tudi stene na medetažne plošče, le da se tu uporabljajo

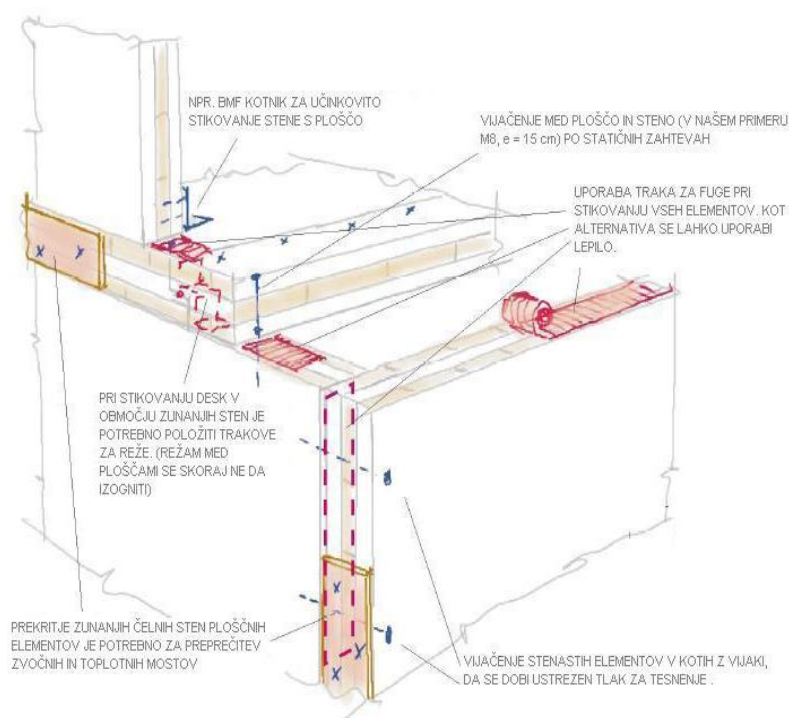
samo obročasti žablji, s katerimi sidro pritrdimo tako na steno kot tudi na medetažno ploščo. Stiki med posameznimi paneli se običajno izvedejo kot preklopni vijačeni spoji. Vrste uporabljenih sider, dimenzije vijakov in žabljev ter priporočila glede same konstrukcijske izvedbe se nekoliko razlikujejo med proizvajalci križno lepljenih plošč. Sistem proizvajalca predlaga določene detajle, ki jih sprojektira ali potrdi statik. Nekateri ne uporabljajo posebej dvižnih in strižnih sider, ampak za prevzem vseh sil uporabljajo isti kotnik z ustreznim številom žabljev in vijakov ter razdaljo med njimi, kar se določi v skladu s statičnim izračunom.

Računska nosilnost vijakov in žabljev se določi v skladu z veljavnimi standardi za projektiranje mehanskih stikov v lesenih konstrukcijah in tehničnimi predpisi oziroma dovoljenji proizvajalcev mehanskih veznih sredstev.

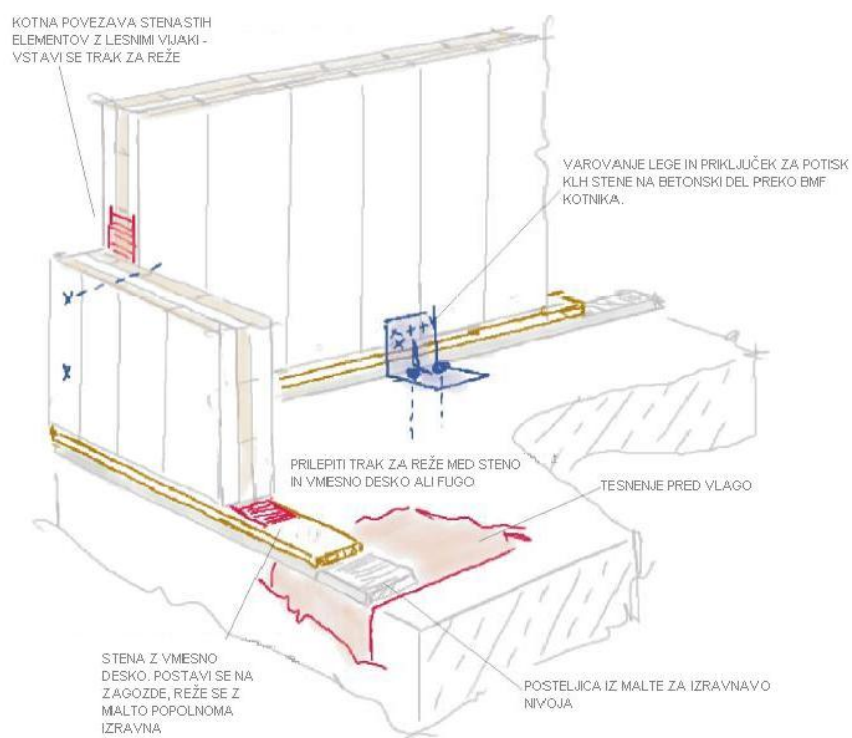
Tipični primeri spajanja plošč v konstrukcijskem sistemu so prikazani na spodnjih slikah.



Slika 4: Detajl 5-slojne plošče z vijačnim preklopom (KLH® Construction Guidelines)



Slika 5: Detajl stikovanja v medetaži (KLH[®] Construction Guidelines)



Slika 6: Detajl stikovanja s temeljno ploščo (KLH[®] Construction Guidelines)

2.4 Prednosti gradnje s križno lepljenimi paneli

Dejstvo je, da se konstrukcije iz križno lepljenega lesa v Evropi med lesenimi nosilnimi sistemi vse bolj uveljavljajo. Njihova uporaba narašča med večnadstropnimi stavbami in objekti večjih dimenzij, prav tako pa pokrivajo vse večji delež med montažnimi stanovanjskimi objekti (Slika 7).

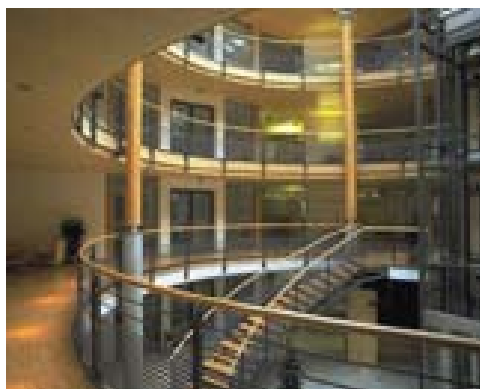


Slika 7: Enodružinska hiša (levo) in večnadstropna konstrukcija (desno) iz križno lepljenega lesenega konstrukcijskega sistema

Uspeh konstrukcijskega sistema iz križno lepljenega lesa temelji na več razlogih, med katerimi pa moramo vsekakor izpostaviti naslednje:

- metoda križnega lepljenja lamel zagotavlja material visoke stabilnosti, dobrih splošnih mehanskih lastnosti in toplotne izolativnosti, poleg tega pa se konstrukcije iz takšnega materiala zelo dobro obnašajo tudi v primeru potresa in požara,
- paneli iz križno lepljenega lesa imajo velikost trdnost in togost v ravnini ne glede na kvaliteto lesa, zaradi česar omogočajo tudi uporabo domačega lesa slabše kvalitete,
- konstrukcijski sistem izkazuje veliko duktilnost in dobre splošne lastnosti disipacije energije v odvisnosti od sistema in načina mehanskih povezav,
- sistem omogoča gradnjo tako enostanovanjskih kot tudi večnadstropnih stavb,
- proces obdelave in izgradnje je izjemno hiter, pri čemer ne potrebujemo visoko kvalificirane delovne sile,
- predvsem pa je uporabnikom, ki so sicer bolj naklonjeni betonskim in zidanim konstrukcijam, sistem gradnje s križno lepljenimi masivnimi ploščami, kot alternativa

klasični gradnji, bližje kot okvirni leseni sistem, zato se bodo zanj tudi lažje odločili.
(Ceccotti, 2006b)



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Slika 8: Notranjost poslovnega objekta (a), hala s prednapeto strešno konstrukcijo (b), primer zahtevnejše arhitekture (c), prevoz mostnega nosilca (d), most za pešce (e) in ločni most (f)
(KLH)

Značilnost sistema je vsekakor tudi visoka stopnja predizdelanosti, saj so konstrukcijski elementi v celoti izdelani v delavnici pod kontroliranimi pogoji, odlikujejo pa ga tudi ekonomičnost in prijaznost okolju.

Križno lepljene plošče se lahko uporabljajo kot nosilni in nenosilni elementi, dopuščajo pa tudi možnost kombiniranja z jeklom, steklom in vsemi ostalimi tradicionalnimi gradbenimi materiali, s čimer ponujajo največjo možno svobodo v arhitekturi. Poleg uporabe v eno in več etažni stanovanjski gradnji, je konstrukcijski sistem iz križno lepljenega lesa v svoji kratki zgodovini že dokazal izredno uporabnost tudi v gradnji poslovnih, industrijskih, servisnih, komunalnih, sakralnih ter inženirskih objektov, kot so na primer mostovi. Sistem ponuja tudi velike možnosti pri dozidavah in nadzidavah obstoječih zgradb.

Z različno površinsko obdelavo konstrukcije iz križno lepljenega lesa lahko ustvarimo videz zidane stavbe, pri tem pa ohranimo zdravo bivalno okolje, ki ga ponuja les. Sistem tudi v notranjosti s svojo konstrukcijsko zasnovo ne kvari funkcionalnosti prostora in ima pri statično zahtevnejših konstrukcijah celo določene prednosti pred klasično grajenimi objekti.

3 OBNAŠANJE KRIŽNO LEPLJENIH LESENIH PANELOV POD DINAMIČNIMI OBREMENTVAMI

Lesene panelne konstrukcije imajo v splošnem sloves dobrega obnašanja med močnimi potresnimi obremenitvami predvsem zaradi velike specifične nosilnosti lesa oz. razmerja lesa med nosilnostjo in lastno težo, večje trdnosti pod kratkotrajno obtežbo in velike možnosti disipiranja energije preko mehanskih povezav. Vendar lesena konstrukcija sama ni garancija za primerno seizmično obnašanje. Sloves dobrega obnašanja sicer dokazujejo številni primeri popotresnega opazovanja, vendar so potresi v preteklosti tudi dokazali, da vsi primeri vseeno niso bila v skladu s pričakovanimi.

Dokaz računske odpornosti lesenih montažnih objektov je izredno težaven in nenatančen. Razlog je predvsem v velikem številu mehanskih povezav in v specifičnosti dinamičnega vodoravnega obteževanja, ki nastopi med potresom. V primeru konstrukcij iz lesenih križno lepljenih plošč je situacija zaradi pomanjkanja priporočil v ustreznih standardih oz. predpisih še toliko bolj težavna.

Ugibanju o obnašanju konstrukcij pri različnih obremenitvah se izognemo z izvedbo eksperimentalnih preiskav, pri katerih opazujemo dejanske odzive konstrukcije ali odzive posameznih konstrukcijskih sklopov pri različnih vrstah obtežbe. Za določitev strižne odpornosti objekta lahko izvedemo preiskave na posameznem konstrukcijskem elementu stavbe – strižni steni, na posameznih stikih ali pa na celotni stavbi v naravnem ali pomanjšanem merilu. Preiskave celotnih objektov potekajo na potresnih mizah, kjer lahko simuliramo dejansko obnašanje konstrukcij med potresom. Slaba stran izvedbe takšnih preiskav je majhno število potresnih miz, saj jih lahko zgradijo in vzdržujejo le redki laboratoriji po svetu. Poleg tega pa preiskava takšne razsežnosti predstavlja tudi velik strošek, zato se jih običajno poslužujemo v zaključnih fazah raziskovalnih projektov, ko je že natančno raziskano obnašanje posameznih konstrukcijskih sklopov in ko so natančno znane splošne mehanske karakteristike samega materiala.

Za ugotovitev zakonitosti obnašanja konstrukcij zato najpogosteje izvajamo statične, kvazi statične in dinamične preiskave veznih sredstev in sidranih stenskih panelov. Statične preiskave preizkušanca izvedemo z monotonim, postopnim povečevanjem obtežbe (z možnimi vmesnimi razbremenitvami) vse do porušitve. Veliko pomembnejše za ugotavljanje obnašanja lesenih konstrukcij pri potresni obtežbi so kvazi statične ciklične preiskave, ki jih odlikuje predvsem enostavnost izvedbe. Pri teh preiskavah ciklično spreminjamo smer in postopoma povečujemo velikost obteževanja, pri čemer lahko preizkušancu vsiljujemo sile ali pomike. S tem sicer ne dobimo natančnih uprizoritev konstrukcijskega obnašanja med dinamično potresno obtežbo, vendar pa na enostaven način pridobimo glavne značilnosti odziva konstrukcijskega elementa na spreminjajočo se vodoravno obtežbo.

Raziskave o vplivu horizontalne obtežbe na stabilnost in odziv konstrukcij iz križno lepljenega lesa v zadnjih letih potekajo na Katedri za preskušanje materialov in konstrukcij Fakultete za gradbeništvo v Ljubljani ter v okviru projekta SOFIE na italijanskem inštitutu CNR-IVALSA (»Trees and timber institute«). Cilj preiskav je pridobiti verodostojne podatke o obnašanju križno lepljenih lesenih stenskih panelov, ki bi pripomogli k projektiranju ter izgradnji potresno odpornih in varnih konstrukcij ter bi jih kot priporočila lahko vključili tudi v veljavne evropske standarde.

3.1 Preiskave lesenih križno lepljenih stenskih elementov na Univerzi v Ljubljani

V laboratoriju Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani potekajo preiskave na lesenih križno lepljenih panelih v sodelovanju z avstrijskim podjetjem KLH Massivholz GmbH (v nadaljevanju KLH). S pomočjo preiskav ustrezno sidranih stenskih elementov v naravni velikosti pri delovanju stalne navpične in monotone oz. ciklične vodoravne obtežbe ter dinamičnih preiskav manjših konstrukcijskih sklopov na potresni mizi, je bilo raziskano obnašanje veznih sredstev in vpliv dimenzij stenskih panelov, načina sidranja, velikosti odprtin in vertikalne obtežbe ter vpliv vpetostnih robnih pogojev na strižno odpornost stenskih elementov iz križno lepljenega lesa.

Projekt še ni zaključen, so pa v nadaljevanju predstavljeni nekateri rezultati in ugotovitve, ki so pomembne za potrebe te diplomske naloge.

3.1.1 Preiskave mehanskih karakteristik križno lepljenega masivnega panela

3.1.1.1 Modul elastičnosti

Les je izrazito nehomogen in anizotropen material, zaradi česar so zveze med napetostmi in deformacijami odvisne od smeri in vrste obremenjevanja. Elastični modul lesa v smeri vlaken je neprimerno večji (približno 30-krat) od elastičnega modula pravokotno na vlakna, zato tudi primarna smer prenosa obtežbe križno lepljenega panelnega elementa ustreza smeri orientacije vlaken zunanjih plasti. Elastični modul križno lepljene plošče je torej odvisen od debeline, števila in orientiranosti posameznih plasti v panelu. Nanj vpliva tudi vlažnost lesa. Poleg tega moramo upoštevati še vpliv križnega lepljenja, zaradi česar mehanske karakteristike plošč največkrat določimo ali v laboratoriju ali pa z uporabo ustreznih računskih postopkov.

V ta namen so bile v laboratoriju na vzorcih 3-slojnih KLH plošč dimenzij 30×30cm opravljene tlačne preiskave. Zunanji plasti preizkušancev sta bili debeline 30mm in sta imeli vlakna orientirana pravokotno na smer vlaken vmesne plasti, ki je bila debeline 34mm. Preiskave so bile izvedene s hidravličnim batom Instron, preko katerega so se z določeno hitrostjo vzorcem vsiljevali pomiki. Elastični modul panelnih elementov je bil določen v dveh smereh: v smeri vzporedno s smerjo vlaken zunanjih plasti ($E_{p,0}$) in v smeri pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti ($E_{p,90}$). Iz odziva preizkušancev so bile na osnovi treh preiskav po standardu EN 789 določene posamezne vrednosti modulov.

Rezultati so pokazali, da je elastični modul v smeri vzporedno z vlakni zunanjih plasti večji od elastičnega modula pravokotno na vlakna zunanjih plasti, kar je posledica tako materialnih karakteristik posameznih plasti kot tudi križnega lepljenja. Prav tako je iz fotografij porušenih preizkušancev vidno, da pride do porušitve vedno v plasteh, ki imajo vlakna vzporedna s smerjo obremenitve, saj imajo te plasti nosilno vlogo pri prevzemanju obtežbe (Slika 9). (Klobčar, 2005)



Slika 9: Porušitev preizkušanca obremenjenega vzporedno in pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti (Klobčar, 2005)

Eksperimentalno dobljene vrednosti modulov elastičnosti so bile primerjane z računskimi vrednostmi za križno lepljene lesene panele, ki jih je predlagal prof. Blass. Za izračun efektivnih modulov elastičnosti in trdnosti za tovrstne panele je predlagal metodo s sestavnimi koeficienti, s katerimi zajamemo lastnosti posameznih plasti. Primerjave vrednosti modulov elastičnosti v obeh smereh so pokazale ustreznost računskega postopka, ki je sicer nekoliko konzervativnejša rešitev, vendar za računsko modeliranje lastnosti križno lepljenih plošč povsem primerna.

3.1.1.2 Gostota

Vsi preizkušanci so bili pred preiskavami stehtani. Glede na volumen, jim je bila določena gostota. Povprečna vrednost preizkušancev vlažnosti $12\pm 2\%$ je znašala 417kg/m^3 (Klobčar, 2005) in jo lahko uporabimo kot orientacijsko vrednost za potrebe modeliranja, v kolikor predpostavimo, da so plošče izdelane iz iste vrste lesa podobne gostote.

3.1.2 Preiskave nosilnosti kotnih sider

Za izdelavo računskega modela konstrukcije iz križno lepljenega lesa je potrebno poznati karakteristike in odziv sidrnih elementov na določeno vrsto obtežbe. Obremenitev sider je odvisna od obnašanja stene pri določenem obteževanju. V splošnem se lahko stenski element

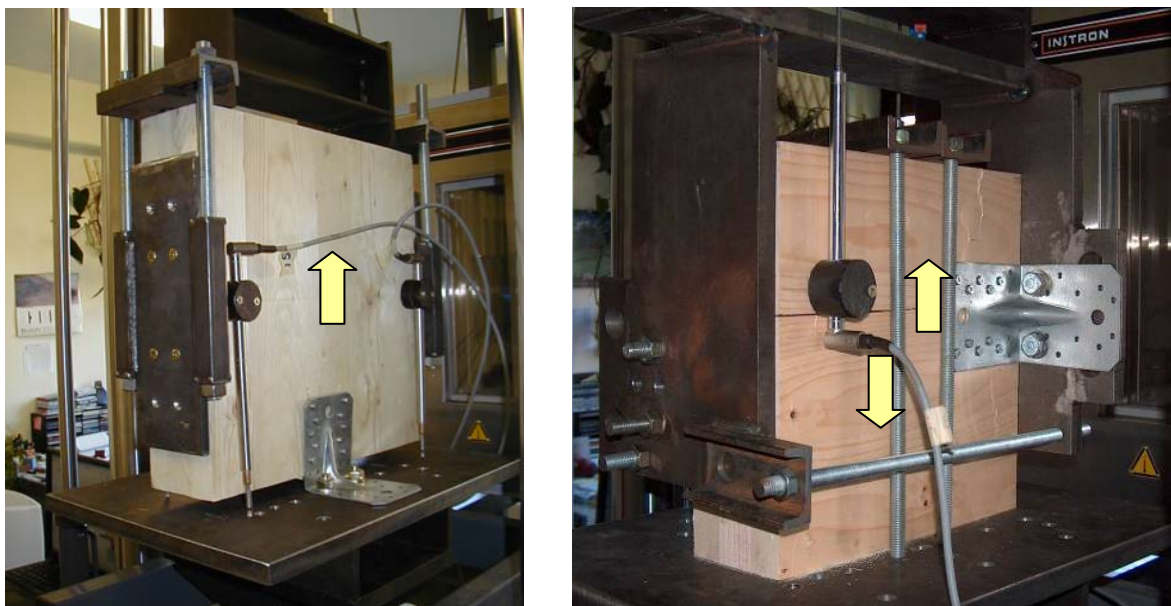
pri vodoravni obtežbi deformira na dva mejna načina: z rotacijo okoli tlačnega roba ali strižnim deformiranjem po višini panela, kar pa je odvisno predvsem od togosti panelnega elementa, načina sidranja in velikosti vertikalne obtežbe. Sidrna vezna sredstva so torej lahko obremenjena v dveh glavnih smereh – dvižno in strižno. Na podlagi teh ugotovitev so bile na sidriščih stenskih elementov izvedene preiskave, ki simulirajo obnašanje sider pri takšnih odzivih sten.

Preiskave so bile opravljene na segmentih križno lepljenega lesenega panela ter kotnih sidrih BMF 105 z rebri (Slika 10), ki jih podjetje KLH uporablja pri gradnji montažnih hiš. Na temeljno konstrukcijo se kotniki pritrjujejo z dvema sidrnima vijakoma M12, za pritrnitev kotnikov na leseni panel pa se uporabljajo obročasti žebelji premera 4mm in dolžin od 40 do 60mm.



Slika 10: Kotno sidro BMF 105

Izvedene so bile dvižne in strižne monotone ter ciklične oz. pol-ciklične preiskave. Pol-ciklično obremenjevanje je sicer prirejeno obremenjevanje, ki je bilo uporabljeno pri dvižnih preiskavah sider, kjer lahko zaradi temeljne konstrukcije pomike vsiljujemo le v natezni oziroma dvižni smeri glede na stik s podlago.



Slika 11: Dvižna in strižna preiskava sidra BMF 105 na KLH panelu (Stepišnik, 2005)

S preiskavami so bili dobljeni tipični odzivi sider pri različnih obremenitvah. Rezultati so pokazali, da poleg števila žebeljev v stiku na njegovo obnašanje zelo vpliva tudi dolžina le teh. Dokazano je bilo, da je smiselno uporabljati nekoliko daljše žebelje za veliko povečanje nosilnosti stika. Mejna nosilnost posameznega žeblja v stiku z 10 žebli je znašala v povprečju okoli 2,2kN pri strižnih in 2,6kN pri dvižnih obremenitvah (Stepišnik, 2005).

3.1.3 Strižne preiskave lesenih masivnih stenskih elementov

V okviru raziskovalnega projekta so bile izvedene številne preiskave na lesenih masivnih 3-slojno križno lepljenih stenah. Variirani so bili vpetostni robni pogoji, protokol horizontalnega obteževanja in velikost vertikalne obtežbe, vrsta veznih sredstev in razporeditev sider ter sama geometrija stenskega elementa z odprtini oziroma brez njih.

Preglednica 1: Variante preiskav stenskih elementov (Dujič, 2005)

Parameter	Varianta
Vpetostni robni pogoji	Konzolni (preprečen zasuk na enem robu)
	Strižni (preprečen zasuk na obeh robovih)
Horizontalno obteževanje	Monotono
	Monotono z vmesnimi razbremenitvami po EN 594
	Kvazi statično ciklično obteževanje
Vertikalna obtežba	15 kN/m' (2-nadstropna stavba)
	20 kN/m' (3-nadstropna stavba)
	25 kN/m' (4-nadstropna stavba)
Razdalja med sidri	100 cm
	50 cm
	75 cm
Dolžina žabljev	40 mm
	60 mm
Dolžina stenskega elementa	244 cm
	320 cm
Odprtine	Polni panel
	Panel z odprtinami

3.1.3.1 Preizkuševalna naprava

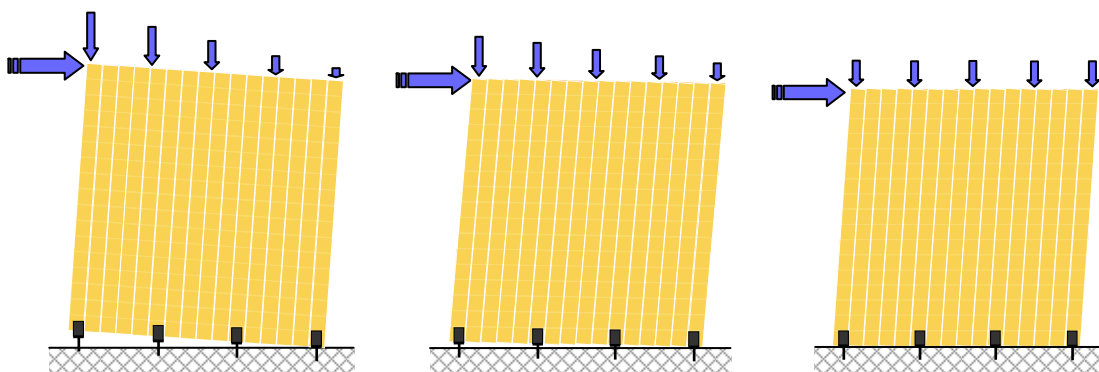


Slika 12: Preiskava za izvajanje cikličnih strižnih preiskav stenskih panelov

V namen simuliranja različnih vpetostnih pogojev, je bila leta 1999 na FGG-KPMK izdelana univerzalna naprava za izvajanje strižnih preiskav stenskih elementov (Slika 12), ki omogoča tudi hkratno obremenjevanje s stalno navpično in spreminjajočo se vodoravno obtežbo. (Dujič, 1999)

Z napravo lahko simuliramo tri različne vpetostne pogoje, ki lahko v realnosti nastanejo med potresnim vzbujanjem, ko se zaradi poškodb karakteristike konstrukcije spreminjajo:

- strižno – konzolni mehanizem, kjer je en rob panela podprt s trdno podlago, drugi rob ima sproščen pomik in rotacijo (primer A),
- omejen upogibni mehanizem, kjer en rob panela podpira trdna podlaga, medtem ko se drugi rob lahko zasučje in premika le kolikor mu dopušča vertikalna obtežba, ki pa se lahko premika le vertikalno brez rotacije (primer B),
- strižni mehanizem, kjer en rob panela podpira trdna podlaga, medtem ko se drugi rob lahko premika le vzporedno s spodnjim robom, njegova rotacija pa je popolnoma preprečena (primer C).



Slika 13: Tipični odzivi lesene stene izpostavljene kombinirani vertikalni in horizontalni obtežbi - primer A levo, primer B na sredini in primer C desno (Dujič, 2006c)

V primeru A in B je panel izpostavljen konstantni navpični obtežbi v vsaki etapi cikličnega vzbujanja ali vodoravne deformacije zgornjega roba. Prednost preizkušanja na način A oz. B je, da se izognemo robnim pogojem, ki so definirani pri načinu C. V praksi predstavlja primer A običajni odziv ozkih panelov in panelov lociranih v višjih nadstropjih, ki so navpično obremenjeni s podajno strešno oz. stropno konstrukcijo. Primer B je tipičen za panele, ki

nosijo konstrukcijo stropa nad seboj, primer C pa za stene kot polnila togega okvira (Dujčič, 2006c).

3.1.3.2 Ugotovitve in rezultati

S pomočjo izvedenih preiskav je bil ocenjen vpliv robnih pogojev, vpliv velikosti vertikalne obtežbe in načina sidranja na deformacijski mehanizem ter strižno nosilnost stenskih elementov.

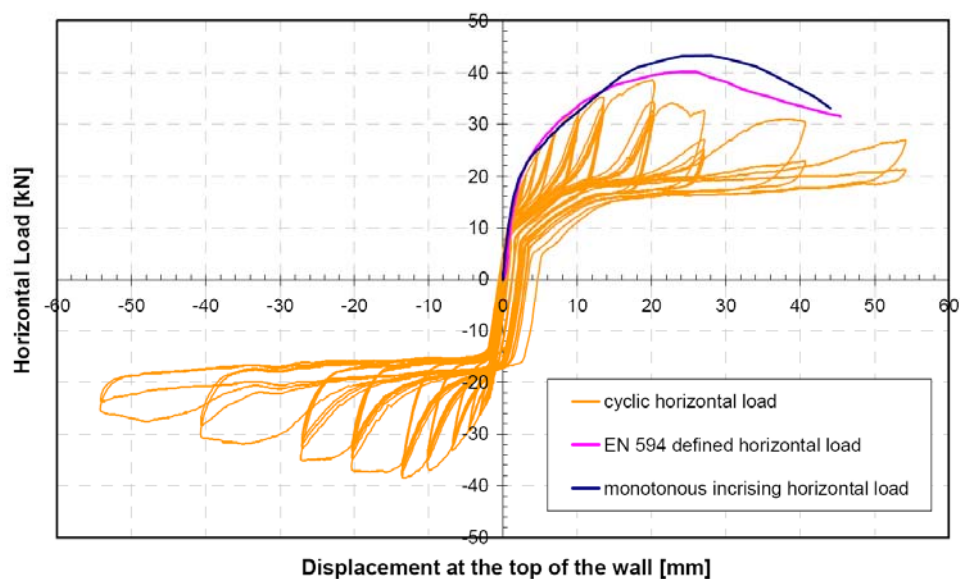
Tako je vpliv razporeditve sider največji pri večjih vodoravnih obtežbah, ko stena že začne rotirati okoli tlačnega roba. K nosilnosti celotne stene največ prispevajo sidra, ki so najbolj oddaljena od točke rotacije. Če so na natezni strani stene sidra gosteje razporejena, nudijo večji odpor vneseni horizontalni obtežbi. Ugotovljeno je bilo, da strižna togost in strižna nosilnost naraščata linearno tako z naraščanjem dolžine stene kakor tudi vertikalne obtežbe. (Klobčar, 2005)

Vpliv odprtín na odziv stenskih elementov se kaže predvsem z zmanjšanjem togosti oz. z večjo podajnostjo sten z odprtínami. Pri velikosti odprtine 30% površine celotne stene njena nosilnost pade le za približno 10%, medtem ko ima togost le še 50% vrednosti togosti polne stene. Stene, ki imajo delež površine odprtín večji od 0,5, zato kljub njihovi nosilnosti zaradi velike podajnosti ne upoštevamo pri projektiranju konstrukcij. Prav tako je bilo ugotovljeno, da je togost daljših sten bolj občutljiva tako na velikost kot tudi na obliko odprtín. Stene z vertikalnimi odprtínami so se izkazale za bolj podajne od sten s horizontalnimi oblikami odprtín. (Klobčar, 2005)

Za razliko od polnih stenskih elementov, kjer do porušitve prihaja v sidrih, pride pri stenah z večjimi odprtínami zaradi njihove velike podajnosti do prekoračitve karakterističnih trdnosti samega lesenega panela. Do prekoračitev napetosti v lesenem elementu prihaja v zgornjih vogalih odprtín, pri krajših stenah pa tudi na točki rotacije oz. na tlačnem spodnjem vogalu stene. (Klobčar, 2005)

Rezultati preiskav potrjujejo, da potresno projektiranje lesenih konstrukcij ne more biti ustrezno brez predhodnih cikličnih preiskav osnovnih stenskih panelov pri vplivu vertikalne

obtežbe. Iz primerjave rezultatov preiskav je namreč razvidno, da je mejna nosilnost stenskega panela izpostavljenega ciklični vodoravni obtežbi 10 do 20% manjša od nosilnosti panela izpostavljenega monotonemu obteževanju (Slika 14). Ciklični odziv običajno kaže višje začetne togosti zaradi utrditve jeklenih sidrnih veznih sredstev, ki so bili izpostavljeni nizko-cikličnemu utrujanju, in manjšo deformabilnost. Le ta je lahko manjša tudi do 50% od tiste, dosežene pri monotonem obteževanju. (Dujič, 2006a).



Slika 14: Primerjava odziva stenskega panela dolžine 2,44m pri monolitni in ciklični vodoravni obtežbi (vertikalna obtežba 15 kN/m) (Dujič, 2006a)

Zaradi želje po verifikaciji cikličnega obnašanja glede na dejansko obnašanje panelov med potresno oz. dinamično obtežbo, so bile dodatno izvedene tudi preiskave na potresni mizi.

3.1.4 Testiranje sidranih panelov na potresni mizi

V okviru raziskovalnega projekta sta bila izdelana dva enoetažna modela v naravnem merilu. Zaradi določitve dinamičnih karakteristik in odziva lesenih masivnih križno lepljenih sten na potresno vzburjanje, sta bila modela preizkušena na potresni mizi laboratorija IZIIS v Skopju, Makedonija. Osnovna ideja je bila primerjati karakteristike cikličnega odziva s karakteristikami dinamičnega odziva na potresni mizi. Konstrukcijski segmenti z dvema

vzporednima stenama etažne višine in dolžine 244 cm, ki sta bili povezani z lesenih stropnim elementom, so bili dinamično preizkušani s harmoničnim in potresnim vzbujanjem. Dinamični porušni mehanizmi stenskih elementov bi lahko potrdili pravilnost robnih pogojev, ki so bili predpostavljeni pri kvazi statičnih strižnih preiskavah. Z vzpostavitvijo takšnih korelacij bi lahko določevali dinamične karakteristike tudi za druge tipe "lahkih" konstrukcijskih sistemov na podlagi poznanih mehanskih karakteristik pri kvazi-statičnem cikličnem ali monotonem obremenjevanju.



Slika 15: Preizkušanca dveh različnih konstrukcijskih sistemov (pri KLH) na potresni mizi
IZIIS

Iz rezultatov preiskav je bilo razvidno nelinearno obnašanje lesenih masivnih stenskih panelnih sistemov. Glavni vir nelinearnosti predstavljajo mehanske povezave, sam križno lepljen stenski panel pa se večinoma obnaša linearno elastično kot anizotropen material. Mehanske povezave so veliko šibkejši del sistema in zato omogočajo plastifikacijo in disipacijo potresne energije. Tako večinoma vso nelinearno obnašanje izhaja iz žebljanega stika sidrnega kotnika z lesenim panelom in vijachenih povezav med samimi paneli. Vijaki, s katerimi je sidro pritrjeno v betonsko temeljno konstrukcijo, predstavljajo togi del stika, zaradi česar predpostavimo, da ta del povezave ne prispeva k nelinearnemu odzivu.

Dinamične preiskave so pokazale, da so se križno lepljeni leseni stenski paneli, izdelani in sestavljeni po KLH, sposobni obnašati duktilno pri dinamični obtežbi. (Dujič, 2006a)

3.2 Projekt SOFIE

Podoben program preiskav kot na FGG-KPMK poteka tudi v Italiji. SOFIE (Sistema Costruttivo Fiemme) je obsežen raziskovalni projekt na področju konstrukcijskih sistemov iz križno lepljenega lesa, ki poteka pod okriljem avtonomne province Trento in inštituta CNR-IVALSA. Preiskave so izvedli v sodelovanju z japonskima inštitutoma NIED (National Institute for Earth Science and Disaster Prevention) in BRI (Building Research Institute) ter Univerzo v Shizuoki (Shizuoka University).

Preiskave so potekale v naslednjih fazah (Ceccotti, 2006a):

- preiskave veznih sredstev in povezav,
- strižne preiskave stenskih panelov z različnimi sistemi sidranja, različnimi dimenzijami stenskih elementov in pri različnih vertikalnih obtežbah,
- psevdo-dinamične preiskave na enoetažnih preizkušancih s tremi različnimi razporeditvami odprtih na zunanji stenah, ki so potekale vzporedno s smerjo potresne obtežbe ter
- dinamične preiskave preizkušancev v naravnem merilu na potresni mizi.

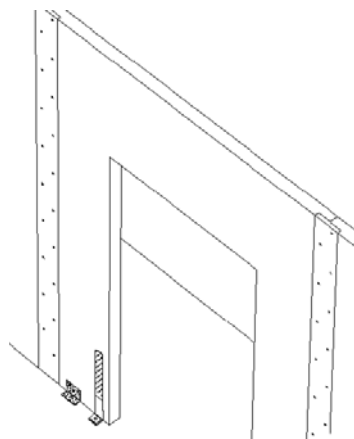
V okviru zadnje točke je bil poleg preizkusa 7-etažne stavbe, ki jo obravnavamo v tej diplomski nalogi, julija 2006 izveden tudi preizkus 3-etažne stavbe v naravnem merilu. Poročila in podatki o sami zasnovi poskusa so nam služili kot pomoč pri napovedi odziva 7-etažne konstrukcije. Rezultatov njenega odziva še ne poznamo, zato bodo v okviru diplomske naloge prikazani le izračunani odzivi, verifikacija pravilnosti modela in izračuna pa bo izvedena po objavi rezultatov projekta SOFIE.



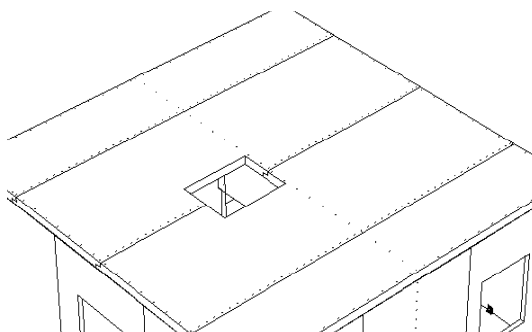
Slika 16: 3-etažna stavba iz križno lepljenega lesa na potresni mizi NIED v Tsukubi

3-etažni preizkušaneec, ki ga prikazuje slika 16, je bil v celoti zgrajen iz križno lepljenih plošč debeline 85mm, pri čemer je debelina vseh slojev v plošči znašala 17mm. Zaradi transportnih razlogov dolžina panela ni smela biti daljša od 2,3m, zato so vsako steno sestavljali trije paneli, ki so bili med seboj povezani preko navpičnih preklopnih zaplat iz lesenih LVL trakov, te pa so bile na segmente sten vijaačene z vijaki $\varnothing 8 \times 80$ mm. Podobno so bile medetažne plošče stikovane s preklopnimi stiki, ki so bili vijaačeni z vijaki $\varnothing 10 \times 180$ mm. Navpične povezave med ploščami pa niso bile narejene samo iz razlogov transporta, ampak je šlo tudi za konstrukcijsko rešitev, s katero se je skušalo doseči čim večji faktor duktilnosti celotnega sistema.

Enaki vijaki so bili uporabljeni tudi za navpično stikovanje pravokotnih sten in za povezovanje medetažnih plošč s spodnjimi stenami.



Slika 17: Skica navpičnega stika med dvema stenskim paneloma



Slika 18: Skica in slika preklonih stikov med paneli medetažne plošče in povezave plošč s spodnjimi stenami

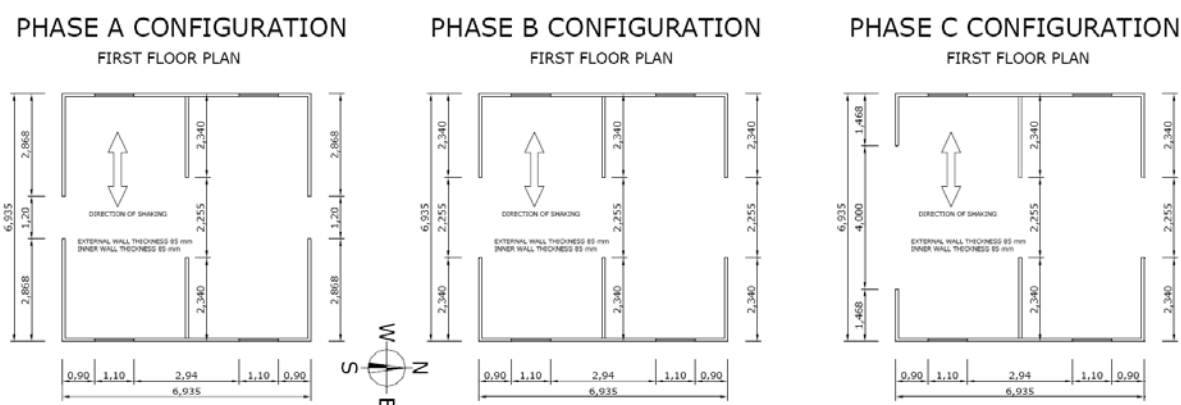
Konstrukcija je bila na preizkuševalni jekleni okvir potresne mize pritrjena preko dvižnih sider Simpson Strong Tie HTT22, ki so jih na jekleni okvir pritrdili z vijaki M16, kvalitete 8.8, na leseno steno pa z obročastimi žebliji $\varnothing 4 \times 60 \text{ mm}$. Sidra so bila po konstrukciji nameščena v vseh vogalih in ob vratnih odprtinah. Jekleni kotniki BMF $90 \times 48 \times 3 \times 116$ so bili nameščeni vzdolž vsake stene in so bili na temeljno jekleno konstrukcijo pritrjeni z vijaki M12, kvalitete 8.8, ter na steno z žebliji $\varnothing 4 \times 60 \text{ mm}$. Povezava sten med nadstropji je bila izvedena preko medetažne plošče, kjer so se dvižna sidra SST HTT16 izvedla tako nad ploščo kakor tudi po njo, preko plošče pa so bila povezana z vijaki M16, kvalitete 8.8. Ista sidra so bila pritrjena tudi na zgornje in spodnje stene, in sicer z obročastimi žebliji $\varnothing 4 \times 60 \text{ mm}$.



Slika 19: Dvižna in strižna sidra v pritličju (levo) in v etaži (desno) 3-etažnega preizkušanca na potresni mizi

Konstrukcija je bila projektirana na maksimalen pospešek tal, ki je določen za območje Italije. Upoštevan faktor duktilnosti je bil $q=1$, saj jim je to kasneje omogočalo določitev dejanskega faktorja duktilnosti glede na kriterij porušitve, ki je bil definiran kot porušitev enega ali več dviznih sider. Faktor duktilnosti konstrukcije je tako podan kot razmerje med vrednostjo pospeška, ki je povzročil definirano "stanje porušitve", in vrednostjo pospeška, na katero je bila konstrukcija dimenzionirana. Pri dimenzioniranju sider je bila upoštevana mejna nosilnost enega žeblja 4kN, kar je več od nosilnosti žebeljev glede na rezultate, s katerimi razpolagajo na FGG-KPMK v okviru raziskav KLH sistema.

S pomočjo poskusa so poleg določitve faktorja duktilnosti križno lepljenega konstrukcijskega sistema raziskali tudi vpliv dolžine nosilnih sten na odziv konstrukcije in torzijsko obnašanje v primeru asimetrične razporeditve togosti sten. V ta namen so preiskave konstrukcije potekale v treh fazah z različnimi tlorsnimi razporeditvami odprtin v pritličju (Slika 20).



Slika 20: Razporeditev odprtin v pritličju v fazi A, B in C

Konstrukcija je prestala 15 uničujočih potresov brez resnejših poškodb oziroma poškodb, ki jih ne bi mogli sanirati. Konfiguracija C ni povzročila skoraj nobenih torzijskih premikov, kar je posledica dovolj togih medetažnih plošč, saj so torzijskim zasukom nasprotovale stene, ki so bile postavljene pravokotno na smer obremenitve. Primerjave frekvenc posameznih konfiguracij pa niso kazale večjih odstopanj zaradi povečanja velikosti odprtin. (Ceccotti, 2006b)

V primeru eksperimentalnih preiskav se lahko faktor duktilnosti q oceni le za enega od vsiljenih potresov, saj z akumulacijo poškodb rezultati niso več verodostojni. Za bolj natančno oceno faktorja q pri različnih potresnih vzbujanjih je bil zato na podlagi rezultatov odziva konstrukcije izdelan matematični model, ki je upošteval nelinearno obnašanje veznih sredstev. Na podlagi osmih vsiljenih potresnih obremenitev je bilo zaključeno, da je faktor obnašanja $q=3$ povsem primeren za tovrstne konstrukcijske sisteme, saj je bila v sedmih od osmih primerov njegova vrednost večja od 3, v dveh pa celo večja od 4. Glede na vse uničujoče potrese, ki jih je konstrukcija med testiranjem prestala, pa je ta faktor tudi na povsem varni strani, če ga upoštevamo pri projektiranju križno lepljenih masivnih lesenih konstrukcij na potresnih območjih (Ceccotti, 2006a).

4 PREIZKUS 7-ETAŽNE KRIŽNO LEPLJENE LESENE MASIVNE KONSTRUKCIJE NA POTRESNI MIZI

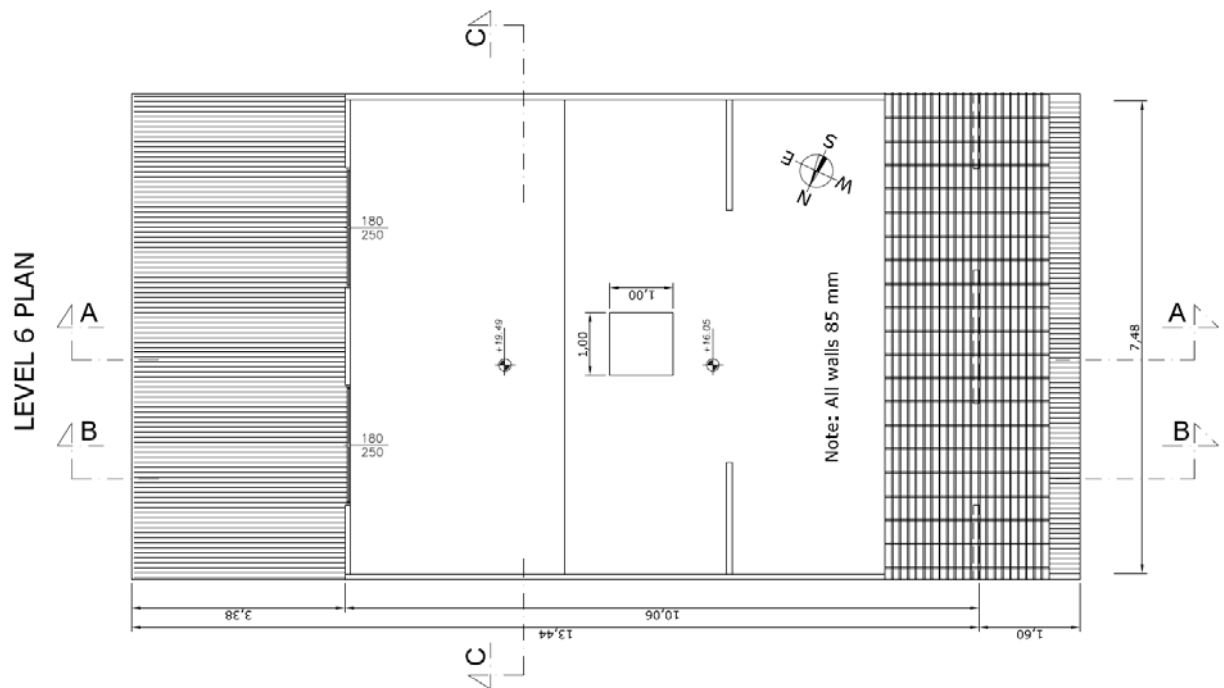
4.1 Opis preizkušanca



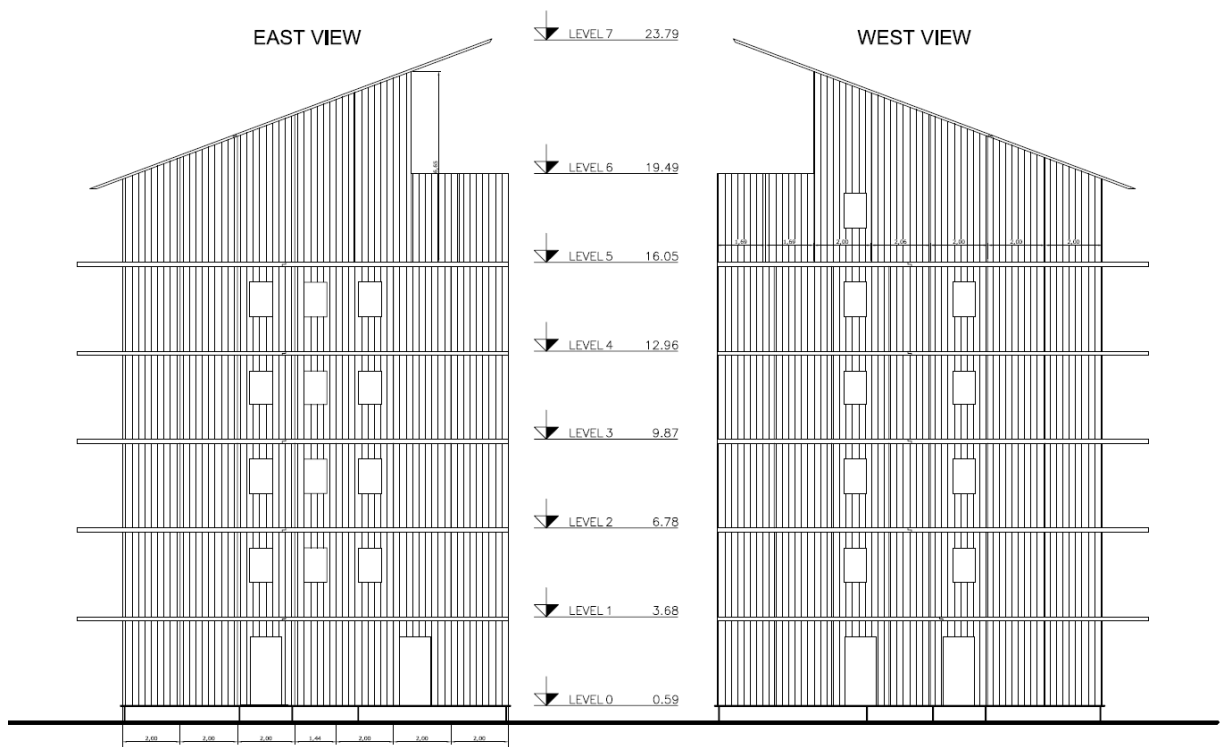
Slika 21: 3D računalniška simulacija preizkušanca na potresni mizi

4.1.1 Geometrija in zgradba konstrukcije

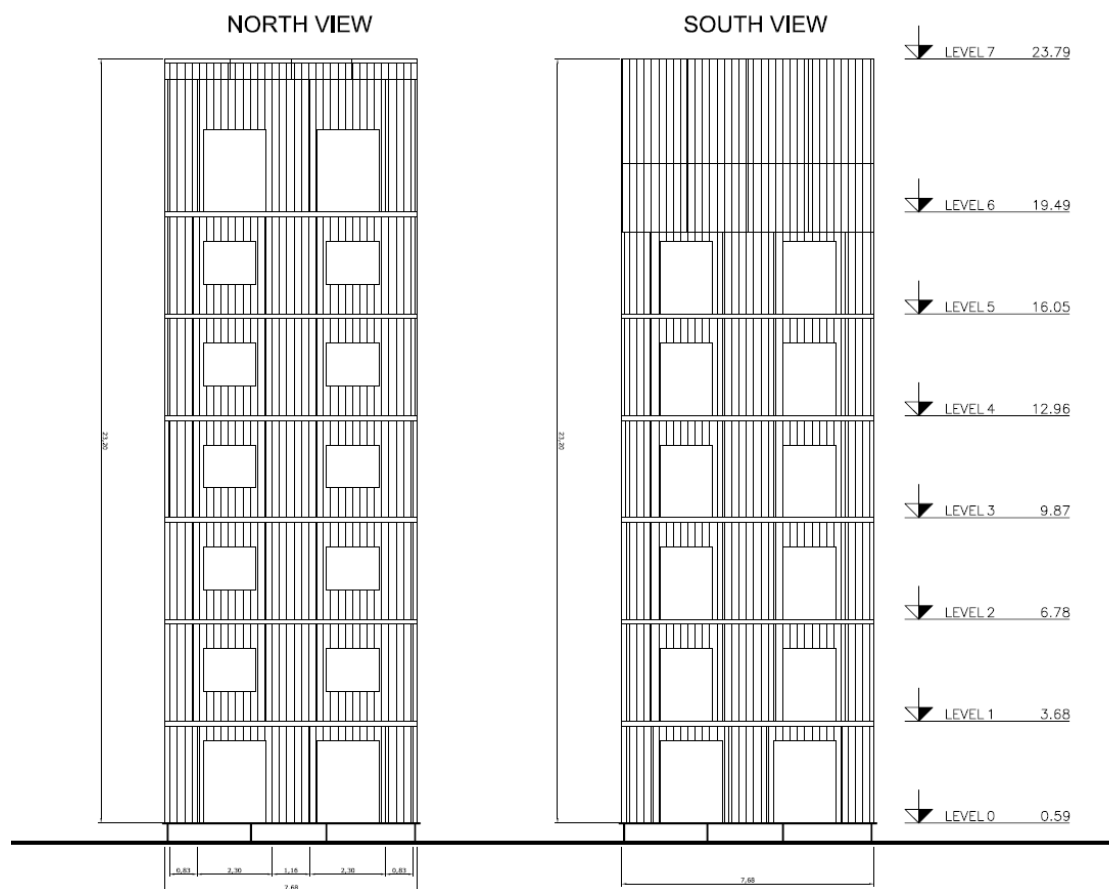
Preizkušanec je 7-etažna konstrukcija tlorisnih dimenzij $15 \times 7,7\text{m}$ in višine 24m , ki je merjena do najvišje točke enokapne strehe, s svetlo višino etaže $2,95\text{m}$. Zunanje stene konstrukcije, ki jo prikazuje slika 21, so izdelane iz masivnih lesenih plošč, katerih debeline znašajo 142mm , 125mm in 85mm . Pri tem so stene v pritličju in v prvem nadstropju sestavljene iz plošč debeline 142mm , stene v drugem in tretjem nadstropju iz plošč debeline 125mm , preostala tri nadstropja pa so iz 85mm debelih plošč. Debeline nosilnih in predelnih sten v posamezni etaži so enake, debelina medetažnih plošč pa znaša 142mm .



Slika 24: Tloris 6. nadstropja



Slika 25: Stranska pogleda na konstrukcijo s prikazom posameznih panelov



Slika 26: Čelna pogleda na konstrukcijo s prikazom posameznih panelov

4.1.2 Sestava konstrukcije

Material za sestavo konstrukcije je bil na Japonsko pripeljan iz Evrope. Plošče so v celoto sestavili pred laboratorijem in konstrukcijo vanj transportirali v dveh delih. Celotna višina preizkušanca namreč presega dimenzije vratne odprtine laboratorija (20 m), zato so posebej sestavili konstrukcijo od prve do pete etaže in posebej šesto ter sedmo. V laboratoriju so nato 6. in 7. etažo s pomočjo žerjava dodali prvim petim. Celotni predvideni čas za izgradnjo konstrukcije je bil 4 dni. V prvem dnevu naj bi zunaj laboratorija sestavili jekleni temeljni okvir, v naslednjem dnevu naj bi sestavili oba dela zgradbe, ju v tretjem dnevu premaknili v laboratorij in sestavili skupaj, v četrtem, zadnjem dnevu, pa naj bi preizkušanec opremili z merilnimi instrumenti. Podobno naj bi potekal tudi proces razstavljanja konstrukcije po končanih preiskavah.



Slika 27: Sestava preizkušane konstrukcije na potresni mizi

4.1.3 Obremenitev in pričakovani odziv konstrukcije

Čeprav Evrokod 8 dovoljuje uporabo faktorja duktilnosti $q=3$ za tovrstne konstrukcijske sisteme, kar so potrdili tudi rezultati testiranja 3-etažne konstrukcije v juliju 2006, je bila iz varnostnih razlogov preizkušana stavba projektirana na faktor obnašanja $q=2$. Plošče od prvega do petega nadstropja konstrukcije so bile obtežene z dodatnim balastom, ki je predstavljal stalno obtežbo zaključnih slojev sten in plošč ter koristno obtežbo v velikosti 30% spremenljive obtežbe v potresni obtežni kombinaciji, kot jo predpisujejo evropski standardi. Plošča v šestem nadstropju in streha nista bili dodatno obteženi. Skupna teža betonskih blokov, ki so bili uporabljeni kot balast po etažah, znašala 30,5 ton v vsaki etaži. Glede na tlorisne dimenzije konstrukcije je to predstavljalo površinsko obtežbo etaže $3,0\text{kN/m}^2$.

Preizkušanec je bil večkrat obremenjen. V prvih fazah testiranja samo v posameznih smereh, v zaključni pa z dvema realnima potresoma z vzbujanjem potresne mize v treh smereh. Gre za 100% vrednosti pospeškov potresa, ki se je zgodil v Nijagati leta 2007, in potresa Kobe iz leta 1995.

Pred in po vsakem vzbujanju preizkušanca so bile izmerjene njegove dinamične karakteristike s frekvenčnim vzbujanjem za določitev sprememb lastnih frekvenc preizkušanca. Z

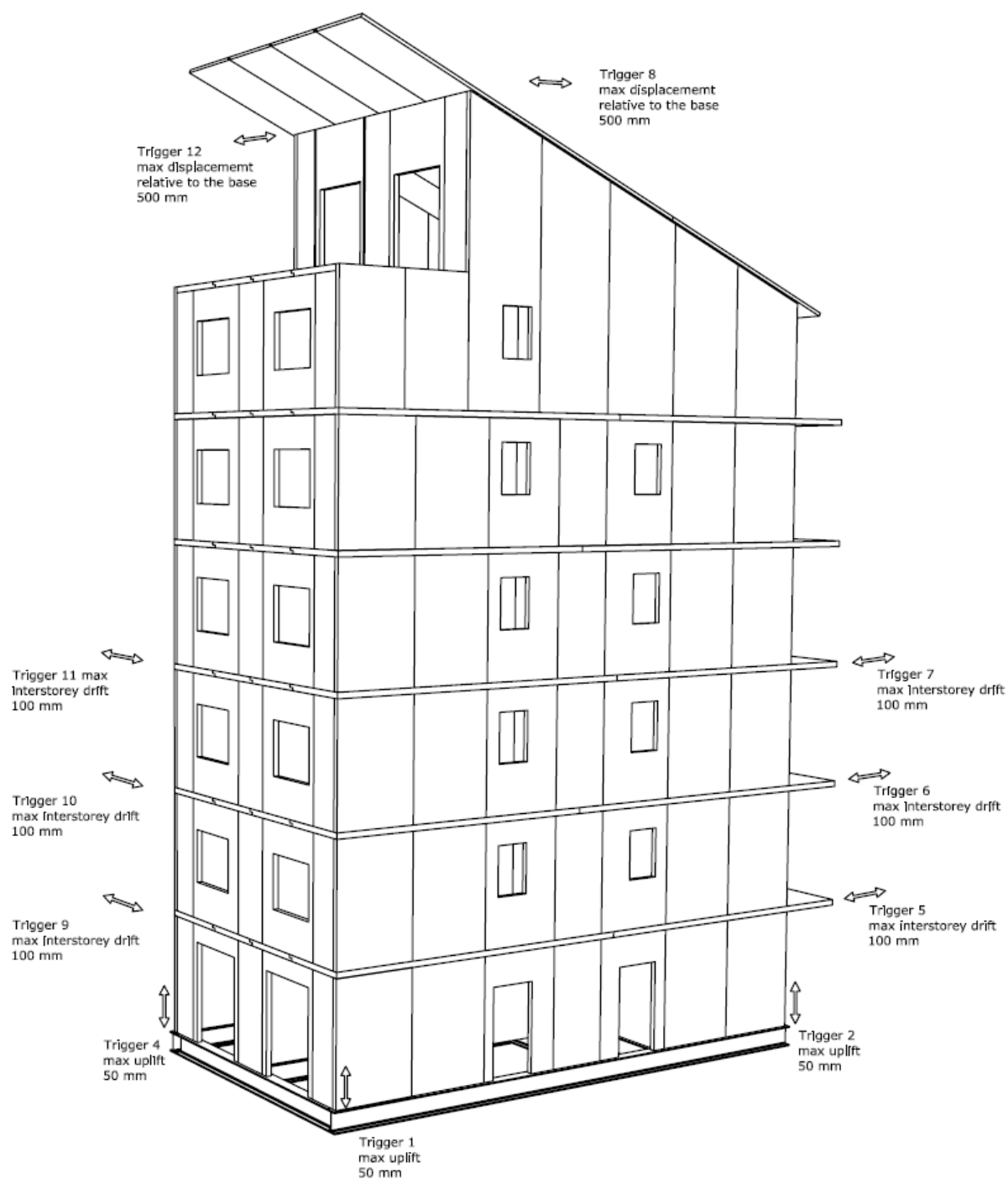
iznihanjem preizkušanca po vzbujanju pa so določili dušenje in s tem ocenili, kako se togost konstrukcije zmanjšuje glede na akumulacijo poškodb.

Po vsaki fazi preiskave je bil preizkušanec pregledan, kakršnekoli spremembe oziroma poškodbe pa so bile zabeležene in fotografirane. V kolikor je do poškodb prišlo, so bili poškodovani deli odstranjeni in zamenjani z novimi pritrditvenimi sredstvi, če je razporeditev sider in njihova konfiguracija to dopuščala. Pri izvedbi preiskav namreč niso želeli, da se iz ene v drugo fazo preizkušanja poškodbe akumulirajo.

V zasnovi dinamične preiskave so največji pomik konstrukcije ocenili za primer vzbujanja s 100% vrednostjo potresa Kobe v smeri krajše stranice preizkušanca v velikosti 250mm. Vrednost je bila ocenjena s pomočjo matematičnega modela, zasnovanega tako na podlagi eksperimentalnih rezultatov monotonega in cikličnega testiranja stenskih segmentov z različno velikimi odprtini in razporeditvami mehanskih veznih sredstev, kakor tudi na podlagi rezultatov psevdo-dinamičnih preiskav enoetažne konstrukcije v Italiji leta 2006 in dinamičnih preiskav 3-etažne konstrukcije na potresni mizi.

4.1.4 Razporeditev merilnih inštrumentov

Konstrukcija je bila opremljena z merilci pospeškov, absolutnih in relativnih pomikov ter merilniki dvižnih sil v sidrih. Njihova pozicija je bila določena ob samem nameščanju v sodelovanju z japonskimi strokovnjaki, predvideni okvirni razpored pa je prikazan na sliki 28.



Slika 28: Pogled na preizkušane s približno razporeditvijo merilnih instrumentov (Shaking table Test of a 7 Storey Xlam Building, 2007)

4.2 Preizkuševalna naprava – potresna miza E-Defense

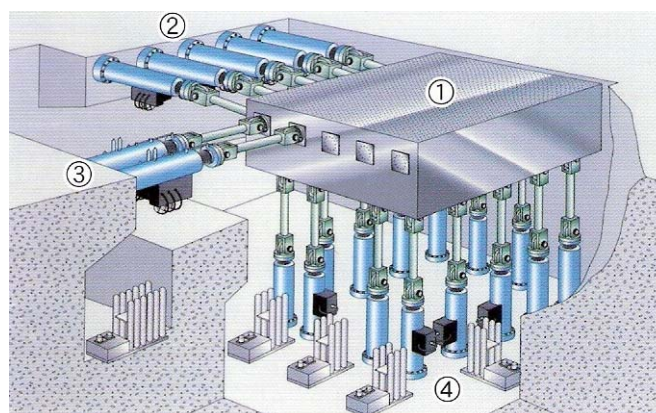


Slika 29: Potresna miza E-Defense v laboratoriju NIED

Test je bil opravljen na tri dimenzionalni potresni mizi za preiskave konstrukcij v naravni velikosti v japonskem mestu Miki, kjer ima sedež raziskovalni inštitut NIED. Gre za največjo potresno mizo na svetu z imenom E-Defense, ki je bila zgrajena po uničujočem potresu v mestu Kobe v želji, da bi lahko z njeno uporabo in preiskavo stavb v naravnem merilu bolje spoznali obnašanje konstrukcij med potresom in s tem razvili nove načine dimenzioniranja in tehnologije gradnje, s katerimi bi izboljšali potresno odpornost našega življenjskega okolja v primeru novih potresov in drugih naravnih katastrof. Potresna miza je sposobna dinamično vzbuditi konstrukcije naravnih velikosti z največjimi potresi zadnjega časa, kar pa omogoča pridobitev novih podatkov in spoznanj o odzivu, poškodbah in načinih porušitev preizkušanih stavb. Napravo odlikuje velika nosilnost, ki omogoča preizkuse konstrukcij v naravnem merilu, in simuliranje vseh šestih prostostnih stopenj.

Preglednica 2: Specifikacija potresne mize E-Defense

Nosilnost	1200 ton	
Velikost	20m × 15m	
Upravljanje	Akumulatorsko napajanje Elektro-hidravlično krmiljenje	
Smer vzbujanja	Horizontalno (X, Y)	Vertikalno (Z)
Največji pospešek (ob maksimalni obtežbi)	Več kot 900 cm/s ²	Več kot 1500 cm/s ²
Največja hitrost	200 cm/s	70 cm/s
Največji pomiki	± 100 cm	± 50 cm
Največji dovoljeni moment	Prevrnitev	Rotacija okoli vertikalne osi
	Več kot 150 kNm (ob navpičnem vzbujanju 980 cm/s ²)	Več kot 40 kNm (ob največjem vodoravnem pospešku)



- 1 – Potresna miza 15m×20m
- 2 – Vodoravni bati v smeri X: 5 enot
- 3 – Vodoravni bati v smeri Y: 5 enot
- 4 – Navpični bati v smeri Z: 14 enot

Slika 30: Maketa in sestava potresne mize E-Defense

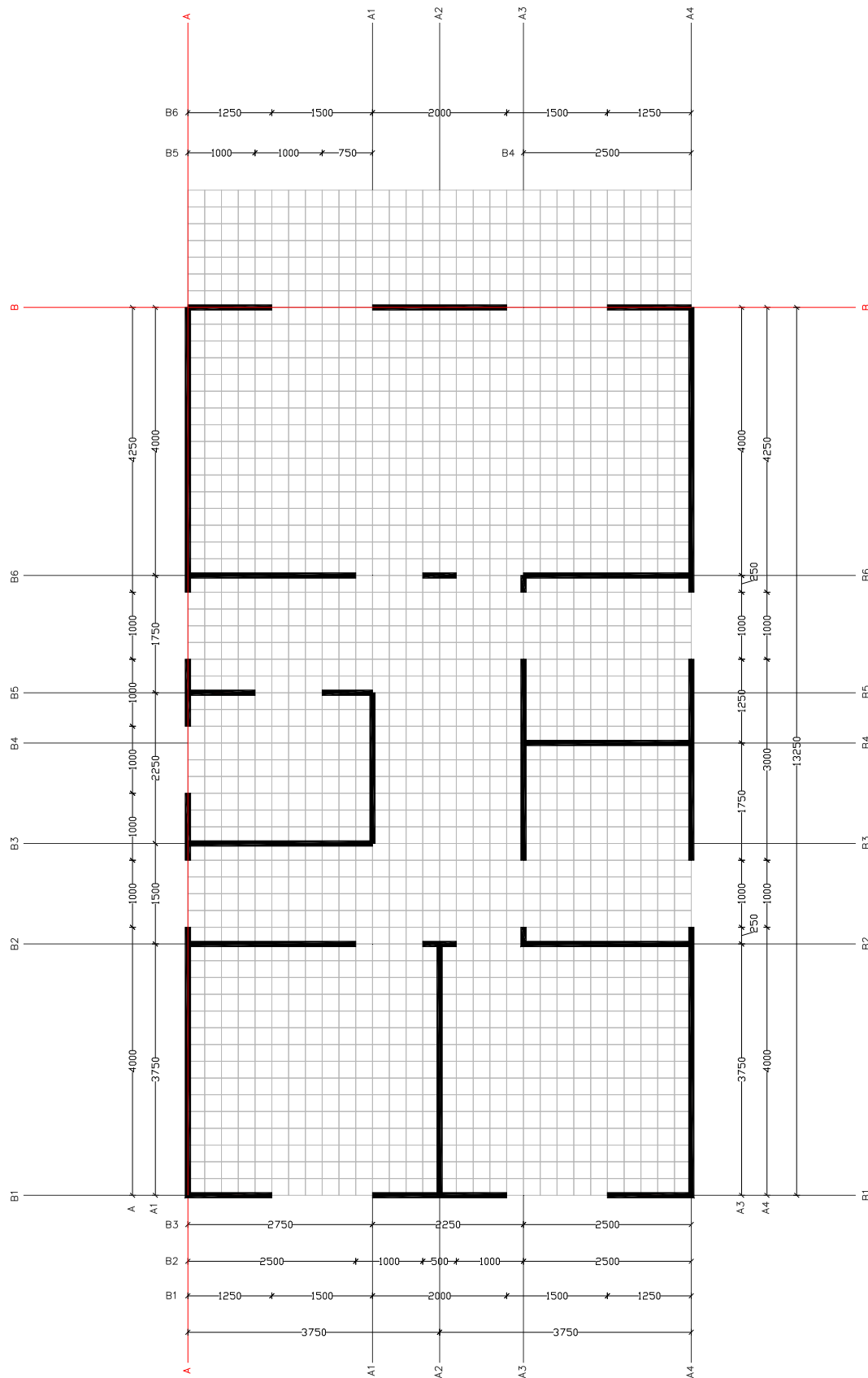
5 NAPOVED ODZIVA 7-ETAŽNE LESENE MASIVNE KONSTRUKCIJE PRI POTRESNI OBTEŽBI

5.1 Računski model konstrukcije

Računski model 7-etažne konstrukcije je bil izdelan v programu SAP2000 - Nonlinear 9, ki računa po metodi končnih elementov. Ker poleg osnovnih podatkov o preizkušancu, opisanih v poglavju 4.1, nismo razpolagali z nobenimi dodatnimi informacijami o sestavi uporabljenih plošč, njihovi gostoti, vrsti veznih sredstev, številu in poziciji uporabljenih sider ter o natančni razporeditvi in dimenzijah notranjih sten v posameznih etažah, smo za izdelavo računskega modela manjkajoče parametre predpostavili. To nam je omogočilo definicijo uporabljenih ploskovnih končnih elementov in "Multi-Linear Link" elementov, s katerimi smo modelirali vezna sredstva in robne pogoje.

Vsako medetažno ploščo smo obremenili s ploskovno obtežbo $3,0\text{kN/m}^2$, kar ustreza teži balasta v obliki betonskih blokov. Predpostavili smo togost plošč v njihovi ravnini, kar smo modelirali z vezmi tipa "Diafrgm Constraint". Ta vez togo povezuje vsa vozlišča medetažne plošče, ohranja konstantno razdaljo med njimi in preprečuje deformacije v ravnini plošče, medtem ko na deformacije pravokotno na njeno ravnino nima vpliva.

Program zahteva, da se vozlišča končnih elementov stikajo, poleg tega pa je zaradi velikosti procesorjev običajnih računalnikov pri modeliranju tako velikih konstrukcij njihovo število potrebno omejiti. Za optimalne so se izkazali končni elementi velikosti $25\times 25\text{cm}$, ki so dovoljevali le manjše tlorisne razlike v postavitvi sten med dejanskim preizkušancem in modelom ter praktično enake površine odprtin, kljub nekoliko prilagojenim dimenzijam. Le končni elementi na vrhu posamezne etaže so merili $25\times 10\text{cm}$, s čimer smo ohranili dejansko medosno višino etaže 3,1 m. S takšnimi končnimi elementi smo dosegli, da zaradi postavitve sten in odprtin v izbrani raster ni prišlo do prevelikih razlik med geometrijo odprtin in sten dejanske konstrukcije in modela, saj maksimalni premik stene ni presegel desetih centimetrov.

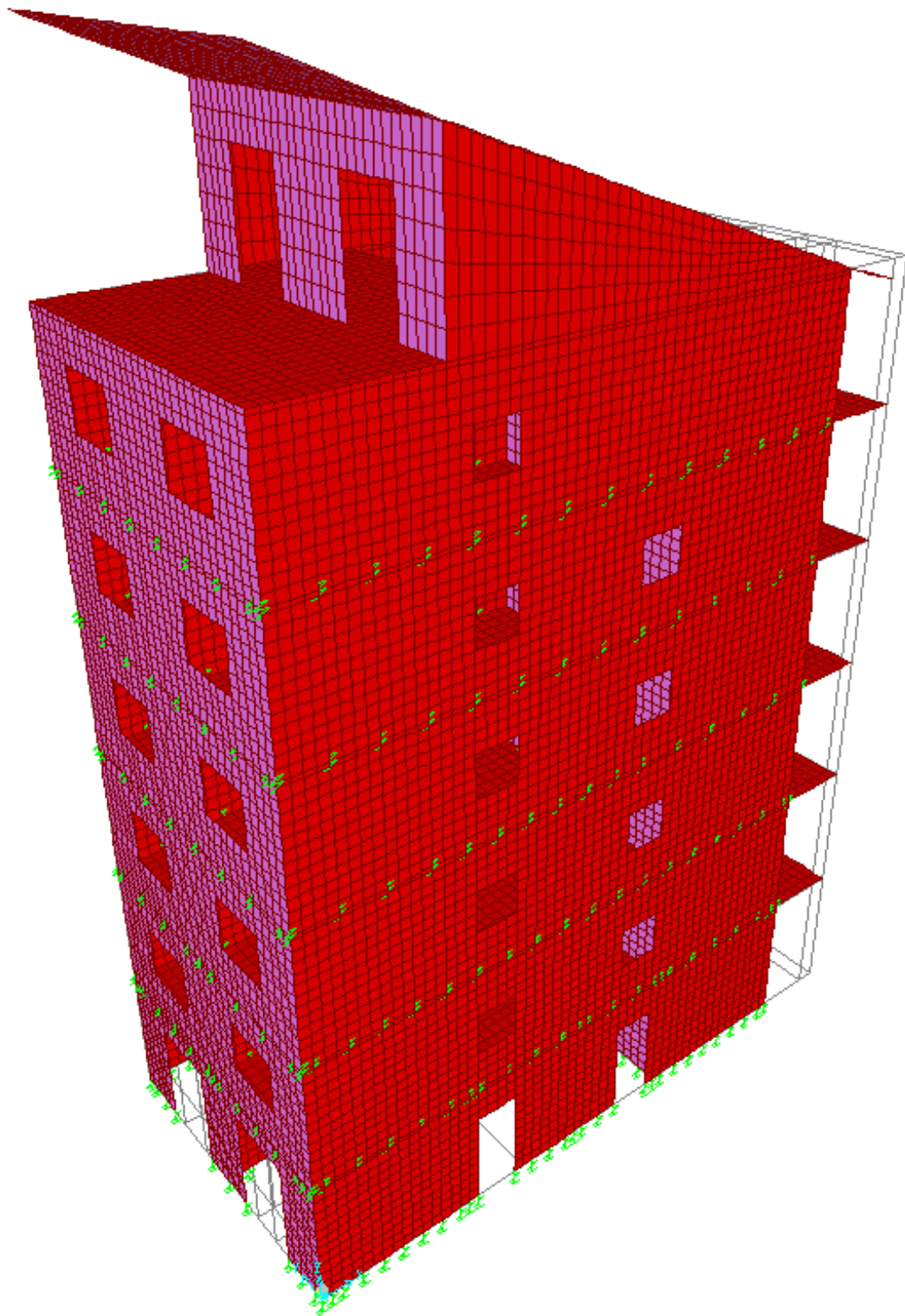


Slika 31: Tloris etaže modela

Preglednica 3: Dimenzije odprtih preizkušancev in modela

Preizkušanec			Model		
Dimenzije [m]	Površina [m ²]		Dimenzije [m]	Površina [m ²]	
0,95 × 2,40	= 2,28		1,00 × 2,25	= 2,25	
1,80 × 2,50	= 4,50		1,75 × 2,50	= 4,38	
0,85 × 2,10	= 1,79		1,00 × 2,00	= 2,00	
0,80 × 1,20	= 0,96		1,00 × 1,00	= 1,00	
1,50 × 1,30	= 1,95		1,50 × 1,25	= 1,88	
1,50 × 2,20	= 3,30		1,50 × 2,00	= 3,00	
1,80 × 2,50	= 4,50		1,75 × 2,50	= 4,38	

Končni izgled računskega modela je prikazan na sliki 32, upoštevani parametri oz. karakteristike uporabljenih končnih elementov ter postopki, s katerimi smo jih določevali, pa so predstavljeni v nadaljevanju tega poglavja.

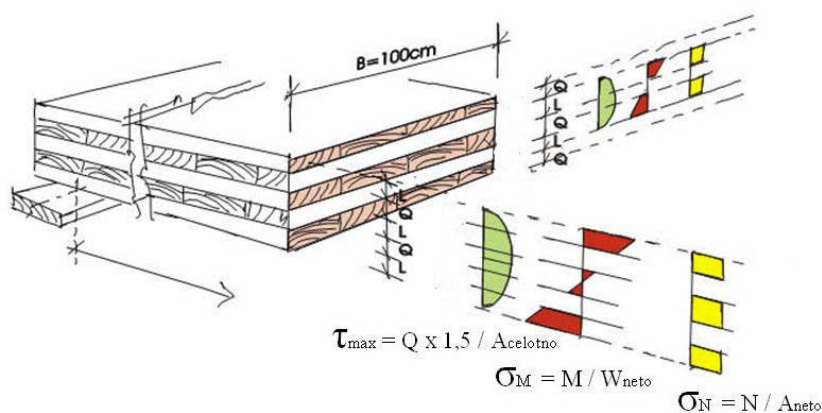


Slika 32: 3D računski model konstrukcije v programu Sap 2000

5.1.1 Materialne karakteristike ploskovnih končnih elementov za modeliranje križno lepljenih panelov

Za stenske panele konstrukcije so bile uporabljene 5-slojne plošče dimenzij 142mm, 125mm in 85mm. Debeline 142mm so bile tudi vse medetažne plošče, medtem ko smo za strešno konstrukcijo predpostavili, da je podobno kot v primeru 3-etažne zgradbe sestavljena iz plošče debeline 85mm. Ker nismo poznali dejanskih mehanskih lastnosti uporabljenih lesenih križno lepljenih plošč, smo se odločili, da jih določimo z računskim postopkom.

V splošnem lahko pri določitvi mehanskih lastnosti križno lepljenih panelov sloje, ki so obremenjeni pravokotno na vlakna, izločimo iz računa oziroma jih ne upoštevamo. Tako predpostavimo, da je modul elastičnosti v smeri pravokotno na vlakna enak nič in da obtežbo prevzemajo le sloji, katerih vlakna potekajo vzporedno s smerjo napetosti. Predpostavljene razporeditve napetosti za takšen primer so predstavljene na spodnji sliki.

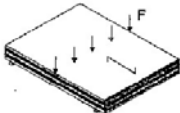
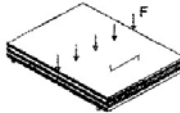
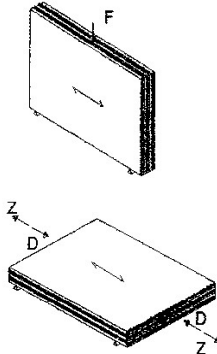
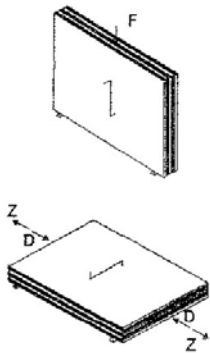


Slika 33: Predpostavljena razporeditev napetosti v križno lepljeni leseni plošči

Vendar pa ta predpostavka lahko povzroči velike razlike med računskimi in eksperimentalnimi rezultati, zato smo togost in nosilnost slojev pravokotno na vlakna v računu upoštevali. Postopek za izračun efektivnih modulov elastičnosti in trdnosti križno lepljenih panelov, s katerim zajamemo lastnosti posameznih slojev, je predlagal prof. Blass. Metoda temelji na sestavnih koeficientih, ki predstavljajo razmerje med trdnostjo oz. modulom elastičnosti obravnavanega križno lepljenega prereza in trdnostjo oz. modulom

elastičnosti namišljenega homogenega prereza, ki ima vlakna vseh plasti vzporedna s smerjo napetosti. Obnašanje križno lepljenega panelnega elementa torej opišemo z efektivnimi vrednostmi trdnosti oz. modulov elastičnosti, ki bi ustrezali homogenemu prerezu enake debeline. (Blass, 2004)

Preglednica 4: Sestavni koeficienti za lesene križno lepljene plošče (Blass, 2004)

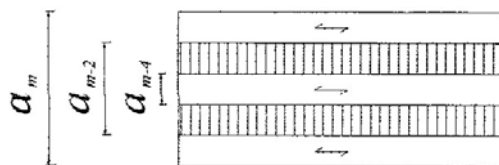
	k_i
	$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$
	$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$

kjer pomeni:

a_1 debelina srednje plasti križno lepljenega panela,

a_m celotna debelina križno lepljenega panela,

- E_0 modul elastičnosti posamezne plasti križno lepljenega panela v smeri vlaken in
- E_{90} modul elastičnosti posamezne plasti križno lepljenega panela v smeri pravokotno na vlakna.



Slika 34: Sestava in oznake slojev križno lepljene plošče ($m=5$) (Blass, 2004)

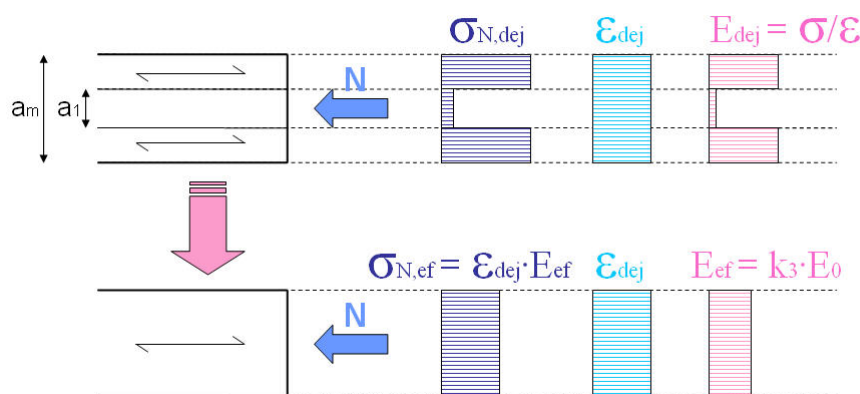
Za različne vrste napetosti se uporabljajo različni sestavni koeficienti. V primeru obremenitve pravokotno na ravnino panela ustreza normalnim napetostim v smeri vzporedno s smerjo vlaken zunanjih plasti sestavni koeficient k_1 , normalnim napetostim v smeri pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti pa koeficient k_2 . Podobno je za obremenitev v ravnini panela, kjer normalnim napetostim v smeri vzporedno s smerjo vlaken zunanjih plasti ustreza sestavni koeficient k_3 , normalnim napetostim v smeri pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti pa koeficient k_4 . Enačbe za izračun koeficientov prikazuje preglednica 4.

Čeprav so deske posameznih plasti križno lepljenega panela trdnostnega razreda C24, lahko za določitev sestavnih koeficientov uporabimo lastnosti lesa razreda GL28h, saj na ta način upoštevamo izboljšanje karakteristik zaradi lepljenja. S pomočjo sestavnih koeficientov in trdnostnih ter togostnih lastnosti lesa GL28h tako določimo ефективne trdnosti in togosti lesenih masivnih križno lepljenih panelov za različne vrste napetosti v skladu z naslednjo tabelo.

Preglednica 5: Efektivne trdnosti in togosti lesenih križno lepljenih plošč (Blass, 2004)

Obtežba	Glede na smer vlaken zunanjih plasti	Efektivna trdnost	Efektivna togost
Obtežba pravokotno na ravnino plošče			
Upogib	Vzporedno	$f_{m,0,ef} = f_{m,0} \cdot k_1$	$E_{m,0,ef} = E_0 \cdot k_1$
	Pravokotno	$f_{m,90,ef} = f_{m,0} \cdot k_2 \cdot a_m/a_{m-2}$	$E_{m,90,ef} = E_0 \cdot k_2$
Obtežba v ravnini plošče			
Upogib	Vzporedno	$f_{m,0,ef} = f_{m,0} \cdot k_3$	$E_{m,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Pravokotno	$f_{m,90,ef} = f_{m,0} \cdot k_4$	$E_{m,90,ef} = E_0 \cdot k_4$
Nateg	Vzporedno	$f_{t,0,ef} = f_{t,0} \cdot k_3$	$E_{t,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Pravokotno	$f_{t,90,ef} = f_{t,0} \cdot k_4$	$E_{t,90,ef} = E_0 \cdot k_4$
Tlak	Vzporedno	$f_{c,0,ef} = f_{c,0} \cdot k_3$	$E_{c,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Pravokotno	$F_{c,90,ef} = f_{c,0} \cdot k_4$	$E_{c,90,ef} = E_0 \cdot k_4$

Na ta način križno lepljeni prerez panelnega elementa nadomestimo z namišljenim oz. homogenim prerezom, ki ima vlakna vseh plasti vzporedna, in mu določimo efektivna elastična modula v smeri vzporedno in pravokotno glede na namišljeno smer vlaken (Slika 35).



Slika 35: Shema dejanskega modula elastičnosti posamezne plasti ter efektivnega modula elastičnosti namišljenega prereza

V našem primeru smo najprej določili debelino posameznih slojev v ploščah. Za ploščo debeline 85mm smo posamezne debeline slojev poznali iz poročil o obnašanju 3-etažne stavbe, za ostale pa smo le-te predpostavili, saj proizvajalca plošč, iz katerih so sestavili

preizkušano konstrukcijo, nismo poznali. Pri tem smo si pomagali s poznano debelino slojev za KLH plošče.

Preglednica 6: Predpostavljene debeline slojev posameznih plošč v mm

		d _{pl} [mm]		
		142	125	85
d _{sl} [mm]	d ₁	25	25	17
	d ₂	17	17	17
	d ₃	58	41	17
	d ₄	17	17	17
	d ₅	25	25	17

Ob upoštevanju elastičnih modulov za les trdnostnega razreda GL28h $E_{0,mean} = 1260 \text{ kN/cm}^2$ in $E_{90, mean} = 42 \text{ kN/cm}^2$, zgoraj navedenih slojevitosti plošč ter enačb v preglednicah 4 in 5, imajo uporabljene plošče naslednje vrednosti efektivnih togosti:

Preglednica 7: Predpostavljene vrednosti efektivnih modulov elastičnosti za XLam plošče preizkušanca v kN/m^2

		Plošča [mm]		
		142	125	85
Obtežba	El. modul			
v ravnini plošče	$E_{0,ef} =$	$9,68 \cdot 10^6$	$9,3 \cdot 10^6$	$7,7 \cdot 10^6$
	$E_{90,ef} =$	$3,33 \cdot 10^6$	$3,7 \cdot 10^6$	$5,3 \cdot 10^6$
pravokotno na ravnino plošče	$E_{0,ef} =$	$10,1 \cdot 10^6$		$10 \cdot 10^6$
	$E_{90,ef} =$	$2,9 \cdot 10^6$		$2,95 \cdot 10^6$

Pri ploskovnih končnih elementih računskega modela smo poleg ortotropnosti in elastičnih modulov v zgornji tabeli upoštevali še naslednje:

- vrednost strižnega modula 50 kN/cm^2 , ki ga za svoje panele predlaga proizvajalec KLH, kljub temu, da so testi njihovih plošč pokazali višje vrednosti in da običajne vrednosti strižnih modulov smrekovega lesa znašajo od 40 pa tudi do 80 kN/cm^2 ,

- koeficient prečne kontrakcije $\nu = 0,25$ in
- eksperimentalno določene vrednosti gostote KLH stenskih elementov $\rho = 417 \text{ kg/m}^3$, kar ustreza prostorninski teži 410 kN/m^3 .

5.2 Modeliranje veznih sredstev glede na računsko določeno potresno obtežbo

5.2.1 Dimenzioniranje sider

Za prevzem strižnih in dvižnih sil, ki nastanejo med potresno obremenitvijo konstrukcije, moramo ustrezno dimenzionirati strižna in dvižna sidra, določiti njihovo pozicijo in število žeblicev na posamezno sidro. Ker s temi podatki o izvedbi preizkušanca nismo razpolagali, smo sidra dimenzionirali sami, pri tem pa upali, da smo se dejanski razporeditvi veznih sredstev na preizkušancu čim bolj približali.

Ker strižne in dvižne sile nastanejo zaradi vztrajnostnih sil pri delovanju potresne obtežbe, moramo velikosti le-teh najprej določiti. Glede na Evrokod 8 lahko ob predpostavki, da je konstrukcija pravilna po tlorisu in višini, celotno potresno silo v obeh osnovnih smereh izračunamo po naslednji enačbi:

$$F_b = S_d(T_0) \cdot W \cdot \lambda \quad (1)$$

kjer je:

T_0 osnovni nihajni čas konstrukcije,

S_d ordinata v projektnem spektru pospeškov,

W celotna teža konstrukcije in

λ korekcijski faktor vrednosti 0,85 v primeru, da je $T_0 < T_c$, sicer pa je enak 1.

Osnovni nihajni čas T_0 v sekundah lahko ocenimo z enačbo

$$T_0 = 0,05 \cdot H^{0,75} \quad (2)$$

kjer je H višina konstrukcije podana v metrih. Za vrednosti v spektru pospeškov pa velja naslednje:

$$S_d(T_0) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T_0}{T_b} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \quad \text{za } T_0 < T_b, \quad (3)$$

$$S_d(T_0) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{za } T_b < T_0 < T_c, \quad (4)$$

$$S_d(T_0) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_c}{T_0} \right) \geq \beta \cdot a_g \quad \text{za } T_c < T_0 < T_d, \quad (5)$$

$$S_d(T_0) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T_0^2} \right) \geq \beta \cdot a_g \quad \text{za } T_d < T_0. \quad (6)$$

Pri tem je:

a_g projektni pospešek tal,

q faktor obnašanja,

T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

T_D vrednost nihajnega časa, pri katerem se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,

S koeficient tal in

β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru in je enak 0,2.

Vrednosti koeficienta tal in meje nihajnih časov na območju spektra so odvisne od kategorije tal. Lastnosti, na podlagi katerih jih kategoriziramo, so prikazane v preglednici 8, vrednosti parametrov S , T_b , T_c in T_d pa v preglednici 9.

Preglednica 8: Tipi tal po EC8

Tip tal	Lastnosti tal
A	Skala in formacije podobne skali s povprečno hitrostjo strižnega valovanja v_s vsaj 800 m/s.
B	Sloji kompaktnega peska, proda ali trde gline s povprečno hitrostjo strižnega valovanja v_s med 360 in 800 m/s.
C	Debeli sloji kompaktnega do srednje kompaktnega peska, gramoza ali trde gline s povprečno hitrostjo strižnega valovanja v_s 180-360 m/s.
D	Rahla nekoherentna tla, povprečna hitrost strižnega valovanja $v_s < 180$ m/s.
E	Tla s slojem naplavin povprečne hitrosti strižnega valovanja v_s tipa C ali D.

Preglednica 9: Vrednosti parametrov za posamezno kategorijo tal

Tip tal	S	T_b [s]	T_c [s]	T_d [s]
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,40	0,15	0,50	2,00

Celotno potresno silo F_b trikotno razporedimo na nivoje etaž v skladu z naslednjo enačbo:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_i \cdot W_i} \quad (7)$$

5.2.2 Masa konstrukcije

Maso konstrukcije smo izračunali glede na geometrijo modela. Celotna teža konstrukcije tako znaša 2485,7 kN, kar ustreza masi 253,4 tone. Za izračun potresnih sil jih skoncentriramo na nivoju etaž, pri tem pa predpostavimo, da se polovica teže sten v pritličju prenese direktno v temelje. Posamezne mase konstrukcije na nivoju etaž so prikazane v preglednici 10.

Preglednica 10: Mase konstrukcije na nivoju etaž

Etaža	z_i [m]	W_i [kN]	$z_i \cdot W_i$ [kNm]
1	3,1	480,6	1489,86
2	6,2	476,8	2956,16
3	9,3	469,6	4367,28
4	12,4	452,7	5612,86
5	15,5	430,1	6666,55
6	18,6	90,3	1679,58
7	22,1	28,8	636,48
Σ			23408,77

5.2.3 Potresne sile na konstrukcijo

Na kakšne projektne vrednosti pospeškov je bila projektirana konstrukcija in s tem dvižna ter strižna sidra, nam ni bilo znano. Ker smo vedeli, da se v laboratoriju med dinamično preiskavo ne sme zgoditi porušitev tako velikega objekta, smo se odločili, da sidra sprojektiramo kar na vrednosti pospeškov v dveh osnovnih smereh potresa Kobe, s katerim je bila konstrukcija dinamično vzbujena. Ta je v smeri krajše dimenzije konstrukcije znašal 0,6g (smer Y), v smeri daljše pa 0,82g (smer X). Upoštevali smo tip tal A, kateremu ustreza tudi podlaga same potresne mize, in faktor obnašanja $q=2$ v skladu s predhodno poznanimi podatki (točka 4.1.3). Povzetek podatkov za izračun obremenitve, na katero smo nato dimenzionirali sidra, prikazuje preglednica 11. Pri tem je osnovni nihajni čas konstrukcije izračunan po enačbi (2), parametri glede na izbrano kategorijo tal in meje nihajnih časov pa so določene iz preglednice 9.

Preglednica 11: Podatki za izračun vrednosti projektnega spektra pospeškov

		Smer X	Smer Y
Osnovni nihajni čas T_0 [s]		0,53	
Tip tal		A	
Koefficient tal S		1,0	
Faktor obnašanja konstrukcije q		2	
Nihajni časi [s]	T_b	0,15	
	T_c	0,4	
	T_d	2,0	
Projektni pospešek tal a_g		0,82g	0,6g

Vrednosti v projektnem spektru pospeškov izračunamo po enačbi (5):

$$S_{d,x} = 0,82g \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{2} \cdot \left(\frac{0,4}{0,53} \right) = 0,77g$$

$$S_{d,y} = 0,60g \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{2} \cdot \left(\frac{0,4}{0,53} \right) = 0,57g$$

Potresna sila po enačbi (1) tako znaša:

$$F_{b,x} = 0,77 \cdot 9,81m/s^2 \cdot 253,4t = 1923kN$$

$$F_{b,y} = 0,57 \cdot 9,81m/s^2 \cdot 253,4t = 1407kN$$

Razporeditve potresnih sil po enačbi (7) prikazuje preglednica 12.

Preglednica 12: Vrednosti potresne sile v posamezni etaži v kN

Sila v etaži	Smer X	Smer Y
F ₁	122,4	89,5
F ₂	242,8	177,7
F ₃	358,8	262,5
F ₄	461,0	337,4
F ₅	547,6	400,7
F ₆	138,0	101,0
F ₇	52,3	38,3

5.2.4 Dvižne in strižne sile na konstrukciji glede na potresno obtežbo

Zaradi potresnih sil je konstrukcija obremenjena s strižnimi in dvižnimi silami. Strižne sile izhajajo direktno iz potresnih sil v posamezni etaži, medtem ko dvižne sile izračunamo s pomočjo momentnih pogojev (Preglednica 13). Če zapišemo momentni pogoj na os A-A (Slika 31) na višini $h=0$, mora veljati:

$$F_{1,x} \cdot h_1 + F_{2,x} \cdot h_2 + F_{3,x} \cdot h_3 + F_{4,x} \cdot h_4 + F_{5,x} \cdot h_5 + F_{6,x} \cdot h_6 + F_{7,x} \cdot h_7 - W \cdot \frac{l_x}{2} - H_{x,0} \cdot l_x = 0 \quad (8)$$

Podobno določimo momentni pogoj na os B-B na višini $h=0$:

$$F_{1,y} \cdot h_1 + F_{2,y} \cdot h_2 + F_{3,y} \cdot h_3 + F_{4,y} \cdot h_4 + F_{5,y} \cdot h_5 + F_{6,y} \cdot h_6 + F_{7,y} \cdot h_7 - W \cdot \frac{l_y}{2} - H_{y,0} \cdot l_y = 0 \quad (9)$$

Pri tem je z W označena teža konstrukcije, s H dvižna sila v etaži, l_x in l_y pa sta zunanji dimenziji konstrukcije v smereh X oziroma Y. Takšne pogoje lahko zapišemo za vsako etažo posebej in iz njih izračunamo dvižne sile v vsaki etaži za obe smeri. Izračunane dvižne sile prikazuje preglednica 14. Prikazane so strižne sile do nivoja pete etaže, saj v šesti zaradi

njihovih majhnih vrednosti sidra niso bila dimenzionirana. Dvižne sile so prikazane do tiste etaže, kjer še imajo pozitiven predznak oz. do tam, kjer nastopajo.

Preglednica 13: Strižne in dvižne sile v posameznih etažah konstrukcije v kN

Strižna sila	Smer		Dvižna sila	Smer	
	X	Y		X	Y
S ₀	1923,0	1407,0	H ₀	504,0	1016,0
S ₁	1800,6	1317,5	H ₁	292,9	672,8
S ₂	1557,8	1139,8	H ₂	113,7	370,2
S ₃	1199,0	877,3	H ₃	< 0	134,0
S ₄	738,0	539,9	H ₄	< 0	6
S ₅	190,4	139,2	H ₅	< 0	< 0

5.2.5 Aktivirano trenje med stenskimi elementi in podlago

Trenje med temeljno konstrukcijo, ki jo v primeru preizkusa predstavlja jekleni okvir, in leseno steno ter trenje med steno in medetažno ploščo lahko določimo po enačbi

$$F_{tr} = k_{tr} \cdot N \quad (10)$$

Pri čemer je

F_{tr} aktivirana sila trenja,

k_{tr} količnik trenja in

N navpična sila, ki jo v našem primeru predstavlja teža konstrukcije v etaži.

Za količnik trenja med lesom in jeklom podaja literatura vrednosti med 0,2 in 0,6, za stik les les pa od 0,25 do 0,5. V računu smo kot nekakšno srednjo vrednost upoštevali količnik 0,4 za oba stika. Izračunali smo celotno silo trenja v vsaki etaži, silo trenja na tekoči meter sten v etaži ter silo trenja, ki se aktivira v smeri X oziroma Y vsake etaže, kar smo določili na podlagi razmerja dolžin sten brez vratnih odprtín v eni in drugi smeri. Rezultati so prikazani

v preglednici 14, kjer je W teža na dnu posamezne etaže $T_{tr,tot}$ celotno aktivirano trenje v etaži, l_{tot} skupna dolžina sten etaže, l_x in l_y dolžina sten etaže v posamezni smeri, $F_{tr/m}$ trenje na tekoči meter stene, $F_{tr,x}$ aktivirano trenje v smeri X, $F_{tr,y}$ v smeri Y ter $F_{tr,v}$ sila trenja v vsakem vogalu končnega elementa oz. vsaki točki v etaži modela.

Preglednica 14: Aktivirano trenje na dnu posameznih etaž

Na dnu etaže	W [kN]	$F_{tr,tot}$ [kN]	l_{tot} [m]	l_x [m]	l_y [m]	$F_{tr/m}$ [kN/m]	$F_{tr,x}$ [kN]	$F_{tr,y}$ [kN]	$F_{tr,v}$ [kN]
0	2485,7	994,3	58	32	26	17,1	547	445	4,3
1	2008,5	803,4	66	36	30	12,2	438	365	3,0
2	1524,5	609,8	66	36	30	9,2	333	277	2,3
3	1054,9	422,0	66	36	30	6,4	230	192	1,6
4	585,3	234,1	66	36	30	3,5	128	106	0,9
5	149,6	59,4	55,75	32,25	23,5	2,7	35	25	0,3

5.2.6 Določitev števila in pozicije sider



Slika 36: Strižna in dvižna sidra, uporabljena za pritrditev sten na medetažne plošče in na temeljno podlago

Če za dvižna in strižna sidra uporabimo enake kotnike, kot so jih snovalci preizkusa uporabili pri 3-etažni stavbi, to je kotne trakove Simpson StrongTie HTT22 in kotnike BMF 90×48×3×116, lahko glede na podatke proizvajalca pri dvižnem sidru uporabimo največ 32 žbljev na kotnik, pri strižnem sidru pa 18. Glede na rezultate laboratorijskih preiskav predstavljenih v poglavju 3, smo za karakteristično nosilnost R_k obročastega žblja $\varnothing 4/60\text{mm}$ upoštevali vrednost 2,6kN. Projektna nosilnost žblja je tako glede na EC5 enaka:

$$R_{d\check{z}} = \frac{R_k \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = \frac{2,6\text{kN} \cdot 1,1}{1,3} = 2,2\text{kN} \quad (11)$$

Strižna sidra dimenzioniramo na vrednosti F_{sx} in F_{sy} , ki jih dobimo, če od strižne obremenitve odštejemo trenje.

$$F_{sx} = S_x - F_{tr,x} \quad (12)$$

$$F_{sy} = S_y - F_{tr,y} \quad (13)$$

Izberemo število žbljev na stik in nosilnost sidra izračunamo po enačbi (14).

$$R_s = N_{\check{z}} \cdot R_{d\check{z}} \quad (14)$$

Kjer je $N_{\check{z}}$ število žbljev na kotnik, $R_{d\check{z}}$ pa projektna nosilnost enega žblja. Potrebno število sider v posamezni smeri etaže je tako enako navzgor zaokroženim vrednostim, ki jih dobimo z enačbama (15) in (16). N_{sx} je število strižnih sider v smeri X, N_{sy} pa število strižnih sider v smeri Y.

$$N_{sx} = \frac{F_{sx}}{R_s} \quad (15)$$

$$N_{sy} = \frac{F_{sy}}{R_s} \quad (16)$$

Pri tem zagotovimo, da razmak med strižnimi sidri ni večji od enega metra. Da ta pogoj izpolnimo, po potrebi povečamo število sider v etaži. Za strižna sidra upoštevamo, da nosijo tudi v dvižni smeri glede na rezultate naših eksperimentalnih preiskav. Ker poznamo odziv strižnega sidra v dvižni smeri, če je le-to privijačeno v temeljno konstrukcijo, lahko približno predpostavimo njihovo nosilnost in deformabilnost za primer, ko so strižna sidra pribita v XLam medetažno ploščo. S tem sicer naredimo določeno napako, saj nosilnost in deformabilnost žebeljev na izvlek ni enaka kot pri strižni obremenitvi, vendar bi bila napaka v računu večja, če bi nosilnost strižnega sidra na dvig popolnoma zanemarili. Predpostavimo še, da k dvižni nosilnosti (zaradi rotacije stene pri horizontalni obremenitvi okoli točke na enem koncu stene) prispeva le 25% strižnih sider in to nosilnost F_{dx} oz. F_{dy} odštejemo od dvižnih sil v posamezni etaži. Dvižna sila P_x oziroma P_y , na katero projektiramo dvižna sidra, je torej enaka vrednosti po enačbi (19) oziroma (20).

$$F_{dx} = 0,25 \cdot N_{sx} \cdot R \quad (17)$$

$$F_{dy} = 0,25 \cdot N_{sy} \cdot R \quad (18)$$

$$P_x = H_x - F_{dx} \quad (19)$$

$$P_y = H_y - F_{dy} \quad (20)$$

Ponovno izberemo število žebeljev na dvižno sidro, izračunamo njihovo nosilnost po enačbi (14) in jih razporedimo tako, da pokrijemo sili P_x in P_y . Pri tem upoštevamo, da polno nosijo le sidra na koncu stene, ki so nasproti točke, okoli katere se stena zaradi vodoravnih sil zavrti, ostala pa nosijo glede na razmerje oddaljenosti od te točke vrtilišča. Zaradi povezovanja sten med posameznimi etažami so dvižna sidra nameščena tako na spodnji kot tudi na zgornji strani medetažne plošče. Ker smo jih v računskem modelu modelirali le z eno vzmetjo na vrhu medetažne plošče, je njihova togost zato enkrat manjša od togosti vzmeti, s katero smo zajeli karakteristike dvižnega sidra v pritličju.

Preglednici 15 in 16 prikazujeta dimenzioniranje posameznih sider po etažah. Pri tem je v predzadnjem stolpcu preglednice 15 prikazano potrebno število strižnih sider glede na zgoraj predstavljeni izračun, v zadnjem stolpcu pa dejansko število strižnih sider zaradi zaokroževanja oz. število glede na zahtevo po pritrditvi sidra na vsak tekoči meter stene.

Preglednica 15: Dimenzioniranje strižnih sider

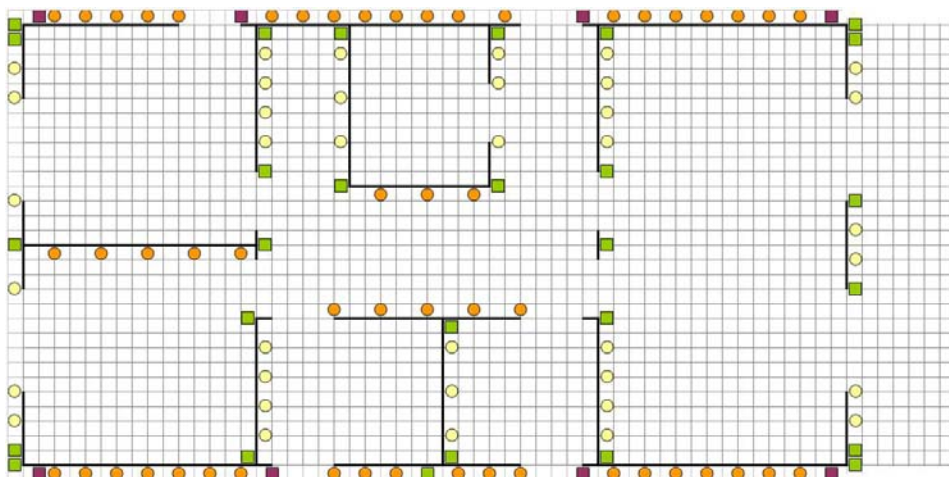
Smer X	Etaža	S_x [kN]	$F_{tr,x}$ [kN]	F_{sx} [kN]	N_z	R_s [kN]	$N_{sx,potr.}$	$N_{sx,dej.}$
	0	1923,0	547	1376	12	26,4	52,12	53
	1	1800,6	438	1362,6	12	26,4	51,61	52
	2	1557,8	333	1224,8	12	26,4	46,39	47
	3	1199,0	230	969	10	22	44,05	45
	4	738,0	128	610	8	17,6	34,66	38
	5	190,4	35	155,4	8	17,6	8,83	34
	Smer Y	Etaža	S_y [kN]	$F_{tr,y}$ [kN]	F_{sy} [kN]	N_z	R_s [kN]	$N_{sy,potr.}$
0		1407,0	445	962	12	26,4	36,44	37
1		1317,5	365	952,5	12	26,4	36,08	37
2		1139,8	277	862,8	12	26,4	32,68	33
3		877,3	192	685,3	10	22	31,15	32
4		539,9	106	433,9	8	17,6	24,65	36
5		139,2	25	114,2	8	17,6	6,49	29

Preglednica 16: Dimenzioniranje dvižnih sider

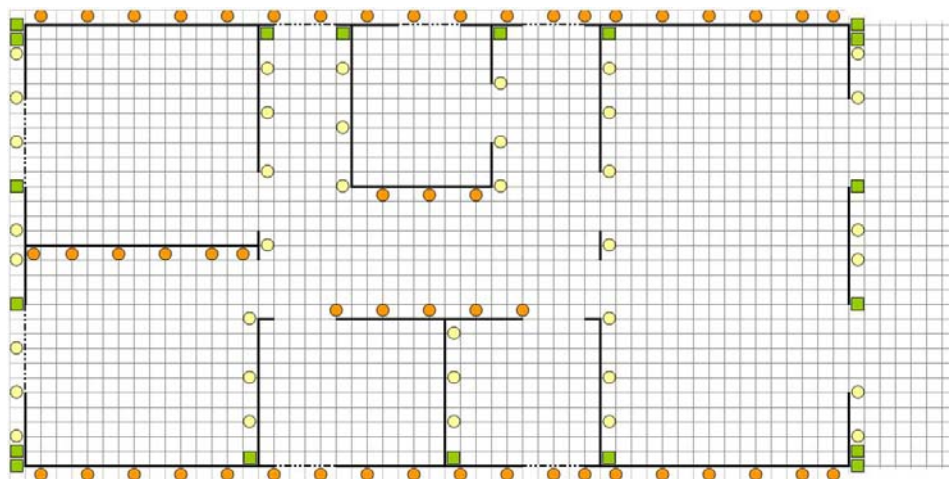
Smer X	Etaža	H_x [kN]	F_{dx} [kN]	P_x [kN]	N_z	R_s [kN]	$N_{dx,dej}$
	0	504,0	349,8	154,2	26	57,2	8
	1	292,9	343,2	-50,3			
	2	113,7	310,2	-196,5			
	3	< 0	247,5				
	4	< 0	167,2				
	5	< 0	149,6				
Smer Y	Etaža	H_y [kN]	F_{dy} [kN]	P_y [kN]	N_z	R_s [kN]	N_{dy}
	0	1016,0	244,2	771,8	26	57,2	28
	1	672,8	244,2	428,6	24	52,8	19
	2	370,2	217,8	152,4	20	44,0	8
	3	134,0	176	-42			
	4	6	158,4	-152,4			
	5	< 0	127,6				

Skice razporeditve sider v etažah prikazujejo slike 37 do 42. Pri tem oznake ponazarjajo:

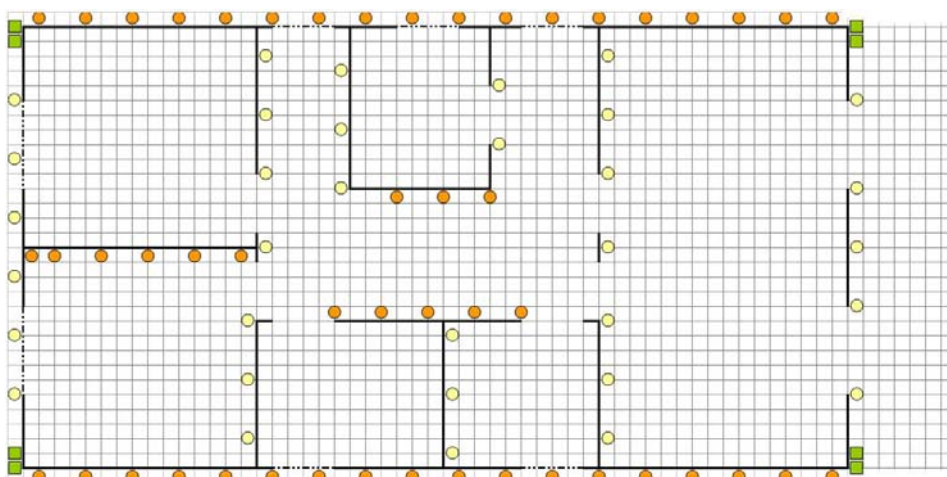
- dvižna sidra za prevzem dvižnih sil, ki jih povzroča potresno nihanje v smeri Y,
- dvižna sidra za prevzem dvižnih sil, ki jih povzroča potresno nihanje v smeri X,
- strižna sidra za prevzem strižnih sil, ki nastanejo zaradi potresnega nihanja v smeri Y in
- strižna sidra za prevzem strižnih sil, ki nastanejo zaradi potresnega nihanja v smeri X.



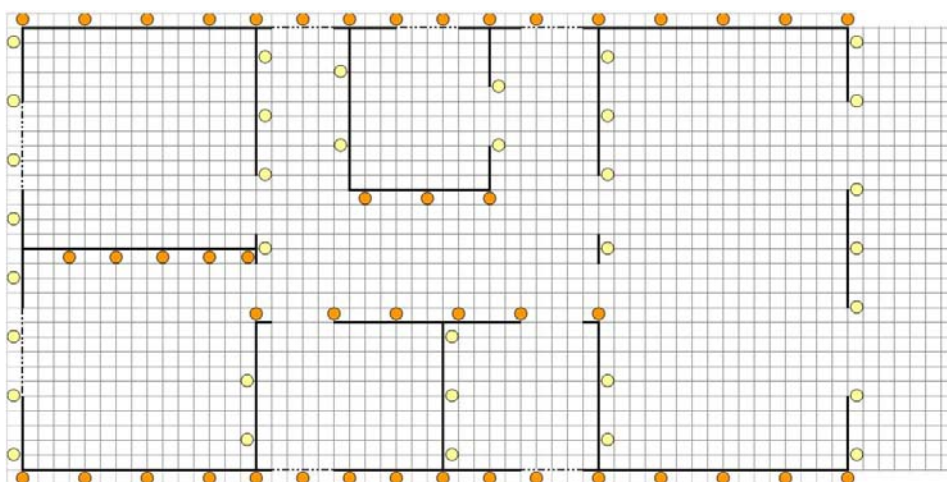
Slika 37: Pozicije sider v priljučju



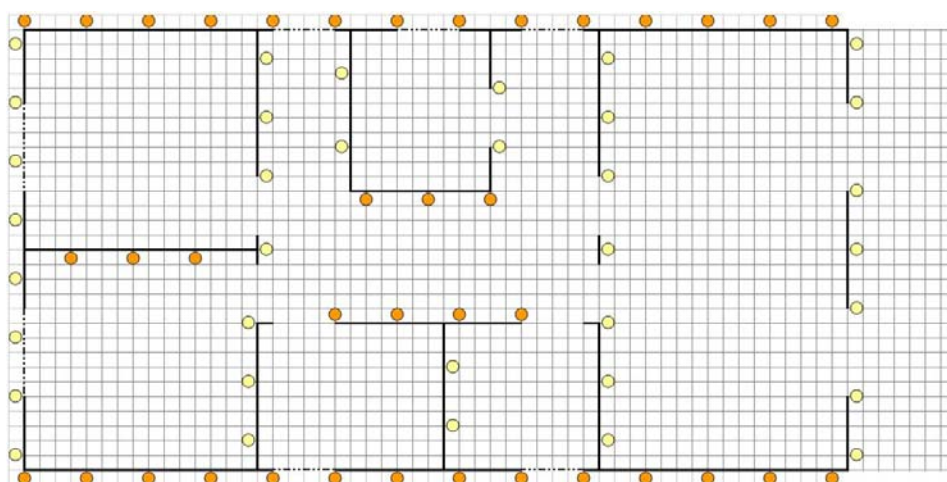
Slika 38: Pozicije sider v 1. nadstropju



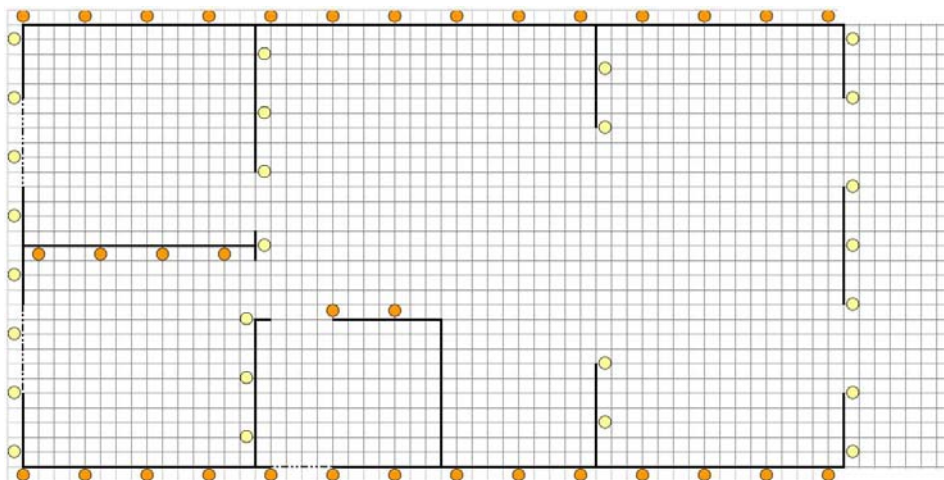
Slika 39: Pozicije sider v 2. nadstropju



Slika 40: Pozicije sider v 3. nadstropju



Slika 41: Pozicije sider v 4. nadstropju



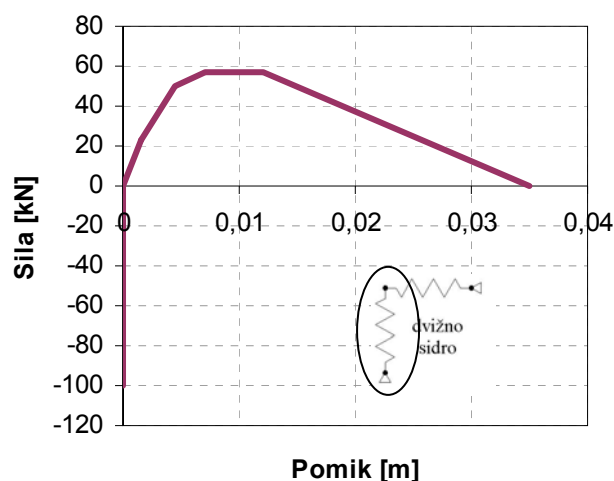
Slika 42: Pozicije sider v 5. nadstropju

5.2.7 Konstitutivni zakon za sidra

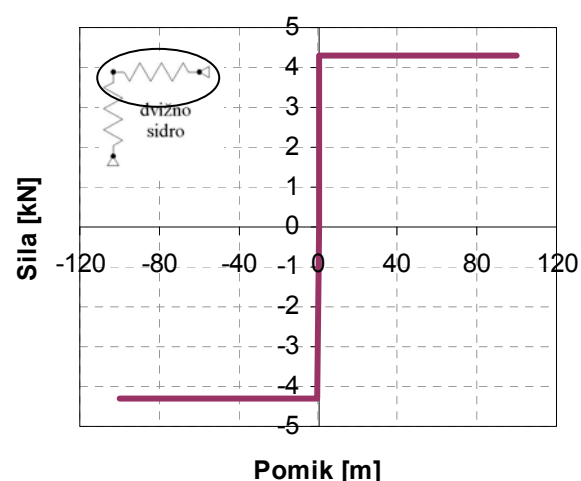
Za modeliranje sider, ki povezujejo posamezne etaže, ter za določitev vpliva trenja smo uporabili "Multi-Linear Link" elemente, ki omogočajo upoštevanje nelinearnega odziva veznih sredstev. Kot njihov značilni odziv smo upoštevali povprečno ovojnico, ki je bila na FGG-KPMK dobljena pri cikličnih preiskavah kotnih sider BMF 105, ki so bila v temeljno konstrukcijo privijačena z dvema vijakoma M16, kvalitete 8.8, na leseni panel pa pritrjena z desetimi obročastimi žebli $\varnothing 4\text{mm}$ in dolžine 60mm. Odzive sider v dvižni in strižni smeri smo normirali in na ta način dobili odziv za vsako posamezno sidro oz. njegovo ustrezno nosilnost, ki mu je bila določena v postopku dimenzioniranja. Sidrni elementi pri tlačnem obremenjevanju v smeri Z delujejo izrazito togo, saj nalegajo ali na temeljno ali na medetažno konstrukcijo, v natezni smeri pa glede na število in dolžino veznih sredstev nelinearno. Vzmeti, s katerimi smo modelirali dvižna sidra, v prečni smeri nosijo samo na trenje, medtem ko pri vzmeteh, ki ponazarjajo strižna sidra, trenje prištejemo k njihovi nosilnosti. Le-ta je simetrična v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja in preprečuje zdrs panela v vodoravni smeri.

Točkam modela na stiku etaž, kjer sider ni, smo v strižni smeri predpisali le nosilnost na trenje, v negativni smeri osi Z togo, v pozitivni smeri pa izrazito podajno obnašanje, saj se

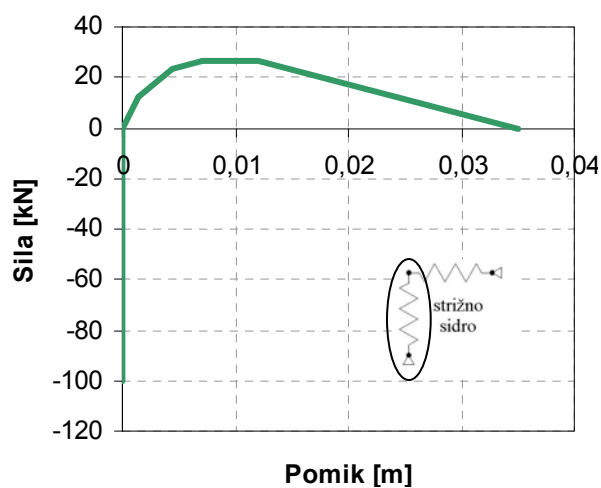
tam konstrukcija lahko prosto dvigne od podlage. Upoštevani odzivi sider za primer pritličja so prikazani na spodnjih slikah.



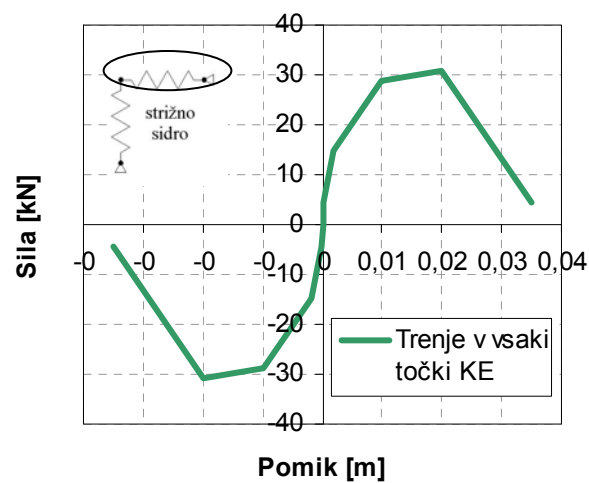
Slika 43a: Odziv dvižnega sidra v pritličju v smeri Z z 22 žebli $\varnothing 4/60\text{mm}$



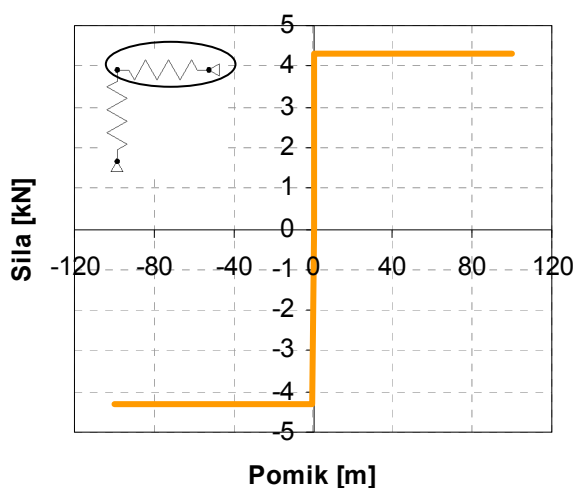
Slika 43b: Odziv dvižnega sidra v pritličju v prečni smeri, če trenje modeliramo v vsakem vogalu končnega elementa



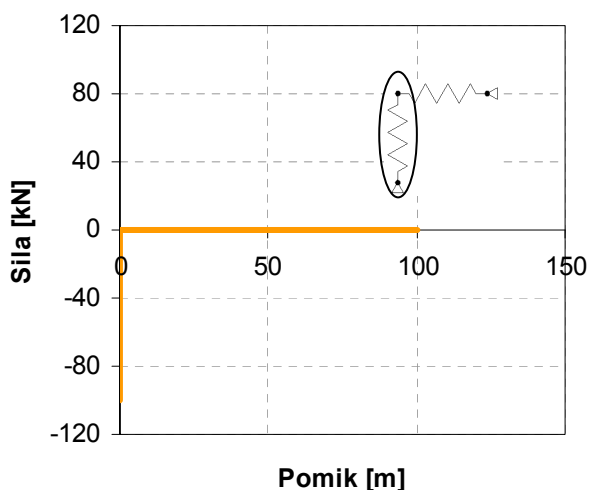
Slika 43c: Odziv strižnega sidra v pritličju v prečni smeri z 12 žebli $\varnothing 4/60\text{mm}$



Slika 43d: Odziv strižnega sidra v pritličju v smeri Z z 12 žebli $\varnothing 4/60\text{mm}$



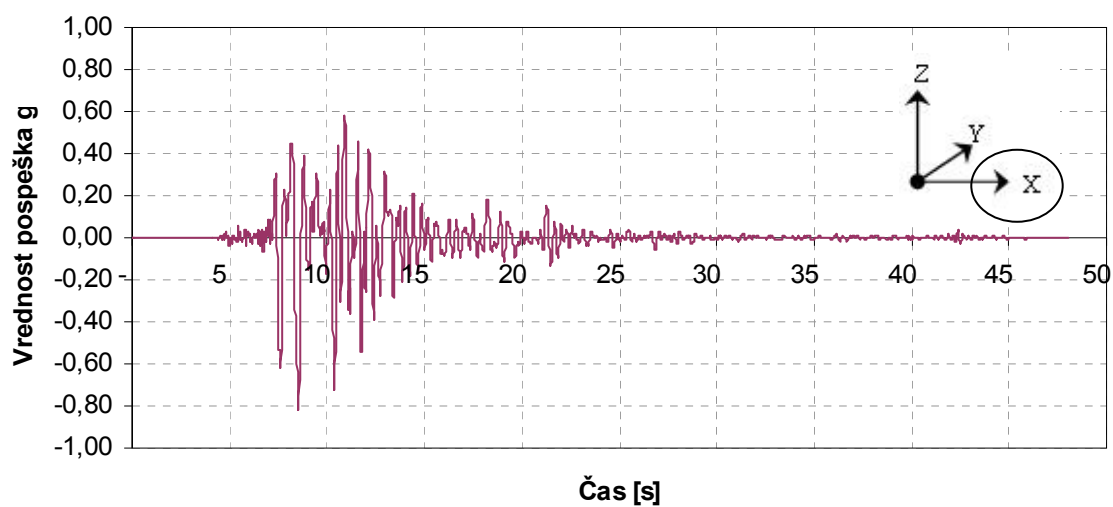
Slika 43e: Modeliranje trenja v prostih točkah končnih elementov dimenzij 25cm



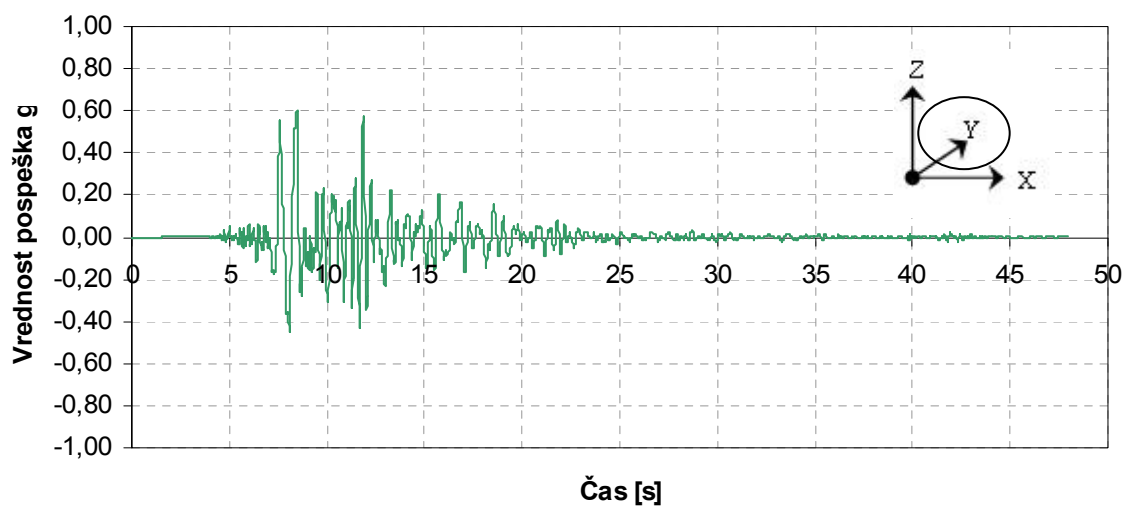
Slika 43f: Preprečitev pomika v negativni smeri osi Z za vsako prosto točko končnih elementov dimenzij 25cm

5.3 Analiza in rezultati

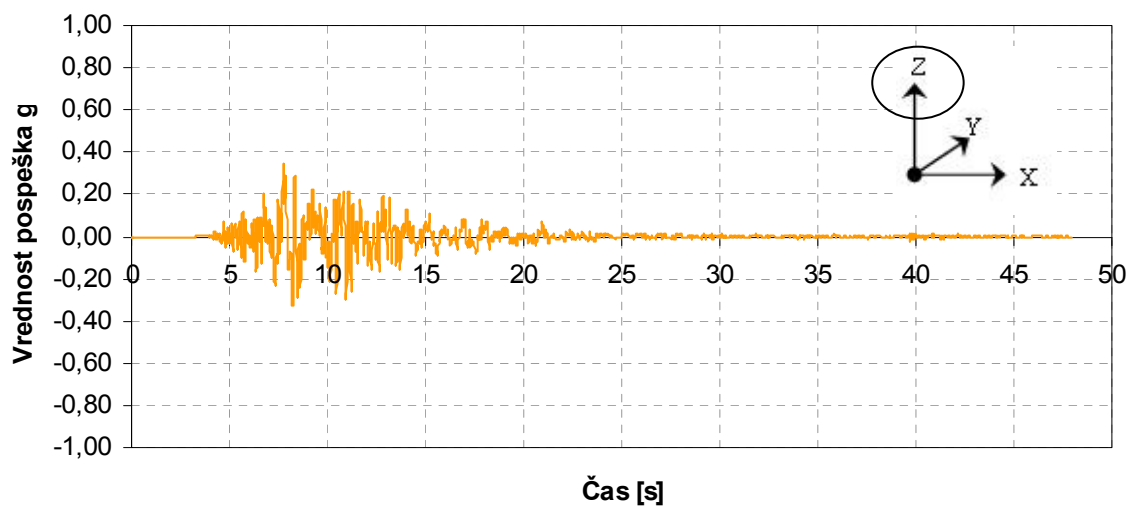
Izvedena je bila časovna analiza odziva konstrukcije na 100% 3D vzbujanje konstrukcije na potres Kobe iz leta 1995. Kot obremenitev smo v program podali akceleroگرامe nihanja tal v vseh treh smereh (slike 44, 45 in 46). Masa, ki je bila upoštevana v računu, izhaja iz lastne teže konstrukcije in obtežbe, ki je ponazarjala balast v obliki betonskih blokov, upoštevano pa je bilo tudi običajno 5% dušenje. Nelinearno analizo smo najprej poskušali izvesti s postopkom direktne integracije, vendar se je glede na hitrost analize hitro pokazalo, da postopek za takšno razsežnost konstrukcije in običajne zmogljivosti računalniških procesorjev ni primeren. Program namreč s težavo iterira padajoče dele diagrama pri predpisanih odzivih "Link" elementov, kar predvideni čas za izvedbo analize požene v neskončnost. Zadevo smo poskušali rešiti tako, da smo namesto padajočih delov diagramov upoštevali le rahlo naraščajoče vrednosti, vendar se hitrost računa ni izboljšala.



Slika 44: Vsiljeno nihanje v smeri X

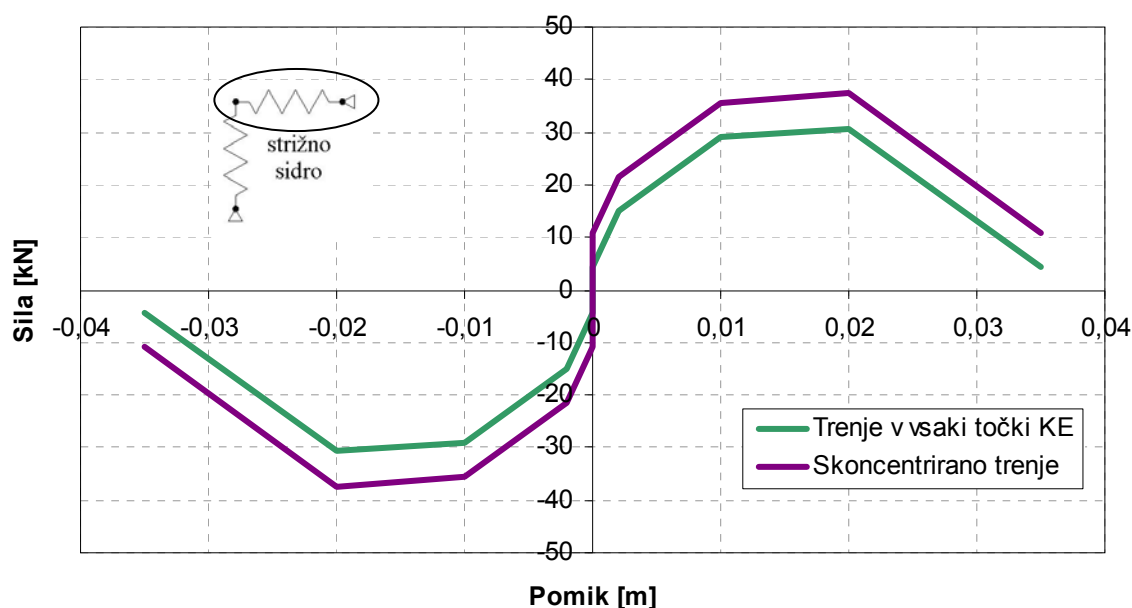


Slika 45: Vsiljeno nihanje v smeri Y



Slika 46: Vsiljeno nihanje v smeri Z

Analizo smo nato nadaljevali po metodi superpozicije nihajnih oblik ali "Fast Nonlinear Time History Analysis", kjer smo pri modalni analizi izbrali postopek z Ritz-evimi vektorji, ki je v navodilih programa predlagan za primere, ko na modalni analizi temeljijo še kasnejše časovne analize. Nihajne oblike, ki jih da ta postopek, so namreč rezultat vzbujanja, ki jih na konstrukciji povzroči dejanska obtežba (v našem primeru torej potres), kar za metodo superpozicije nihajnih oblik pomeni večjo natančnost. Prvi zagoni analize so pokazali, da število "Link" elementov (nekaj več kot 1500), s katerimi smo modelirali povezave med etažami, presega zmožnosti samega programa, zato smo jih morali omejiti. Odstranili smo vse vzmeti, s katerimi smo modelirali le trenje in preprečitev pomika v negativni smeri osi Z, in vso aktivirano trenje skoncentrirali v vzmeteh, ki so ponazarjala strižna sidra. Dvižnim sidrom smo tako pripisali le dvižno nosilnost (za primer pritličja jo prikazuje slika 43a), strižnim pa dvižno in strižno tako kot je bilo predvideno že na začetku, le da smo strižno nosilnost in togost povečali za vrednost trenja, ki odpade na posamezno sidro.



Slika 47: Prikaz spremembe nosilnosti strižnega sidra pritličja v prečni smeri zaradi upoštevanja vpliva trenja na lokaciji sidra

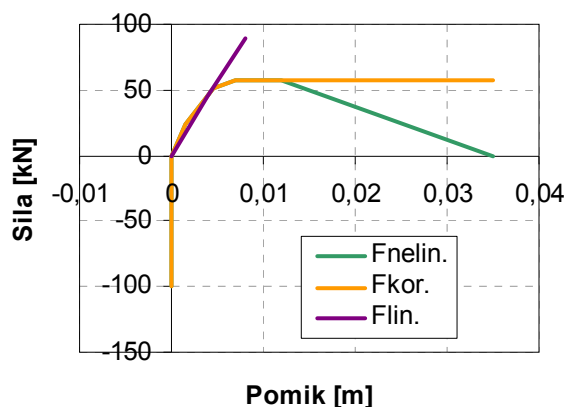
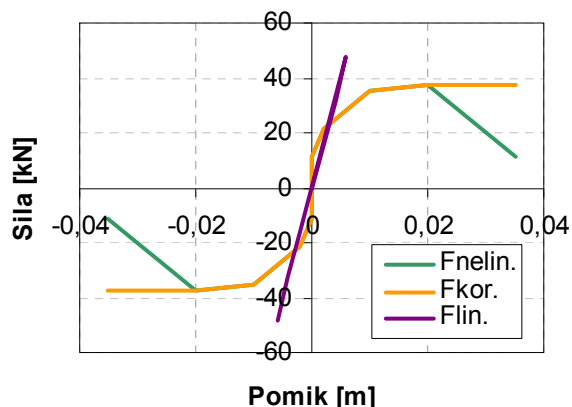
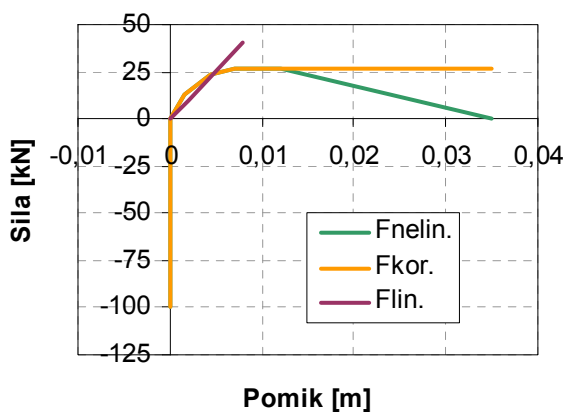
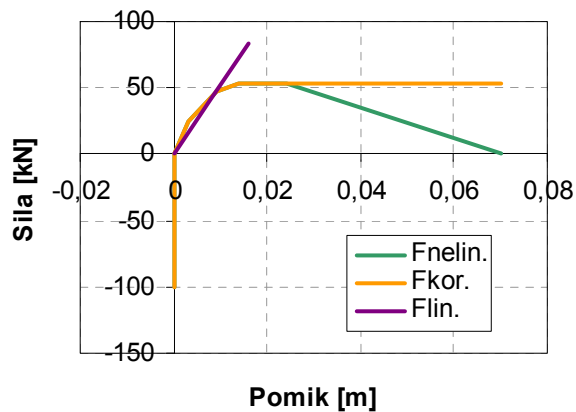
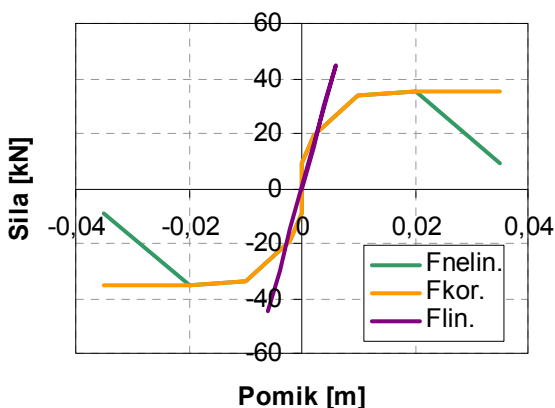
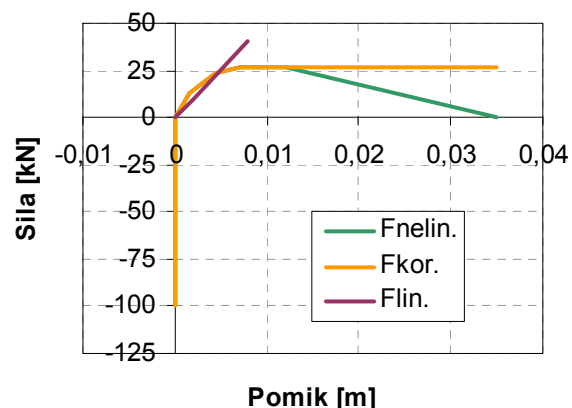
Tokrat je program analizo izvedel, saj smo z ukrepom število vzmeti zmanjšali za skoraj dve tretjini, vendar pa rezultati niso bili takšni, kot smo pričakovali. Program v računu očitno ne upošteva nelinearnosti odziva in računa kar z začetnimi naklonskimi togostmi diagramov, kar

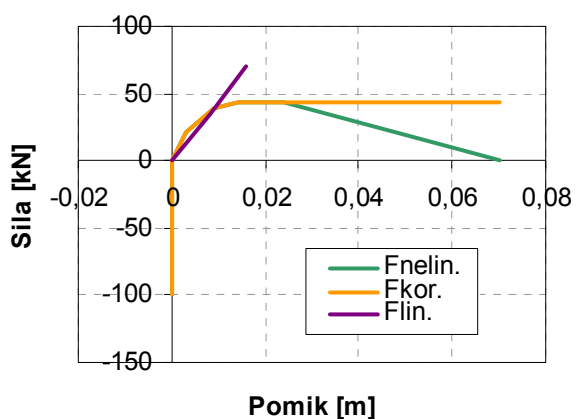
posledično privede do izredno toge konstrukcije, katere pomiki pri vzbujanju s potresom Kobe, ki je sicer rušilne narave, so bili dokaj majhni. Ponovno smo poskusili še z ukrepom dviga padajočih delov diagramov sila-pomik nelinearnih vzmeti, vendar v skladu s pričakovanji razlike ni bilo zaznati.

Tako smo po vseh teh neuspešnih analizah zaključili, da s programom za takšne razsežnosti konstrukcije ob uporabi običajnih računalniških procesorjev ni mogoče izvesti nelinearne analize. V prihodnosti bi bilo na zmogljivejših procesorjih sicer smiselno pognati analizo po metodi direktne integracije, ki bi dejansko pokazala kako blizu je odziv takšnega modela tako obnašanju realne konstrukcije na potresni mizi, kakor tudi analizi, ki smo jo v nadaljevanju izvedli z upoštevanjem linearnih dvižnih in strižnih sider. Vendar tudi v primeru, da program da rezultate, takšna analiza zaradi daljšega časovnega poteka ni primerna za uporabo v konstrukcijski praksi, kjer se tudi sicer nelinearnega projektiranja običajno ne poslužujemo.

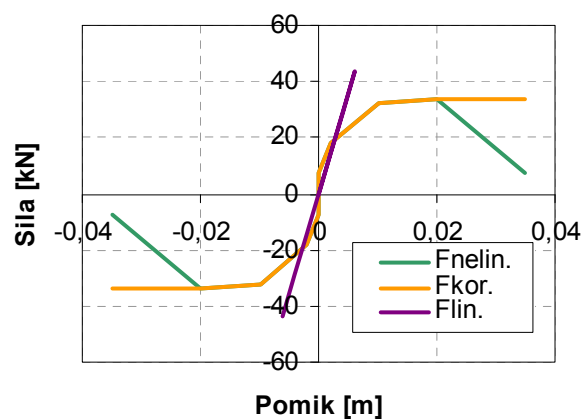
V tej fazi je bil prehod iz nelinearne v linearno analizo praktično samoumeven. Vsakemu sidru oziroma njegovemu odzivu smo določili sekantno togost, s katero smo poizkušali kar najboljše zajeti začetni naraščajoči del diagrama in pa v manjši meri tudi duktilnost odziva, saj so bila sidra projektiranja na faktor obnašanja $q=2$. Preostali del duktilnosti smo skušali zajeti s povečanjem faktorja dušenja. Preiskave so namreč pokazale, da se dušenje lesenih konstrukcij giblje nekje okoli vrednosti 15% kritičnega dušenja, v nekaterih primerih pa je lahko celo višje. 15% kritičnega dušenja smo pripisali tudi naši konstrukciji.

V nadaljevanju so prikazani grafi, ki ponazarjajo posamezne faze analize in prehod iz računsko določenega nelinearnega odziva sider v njihovo prirejeno vrednost sekantnih togosti. Grafi za vsa uporabljena sidra, pri čemer povečane vrednosti nosilnosti ustrezajo trenju, če ga skoncentriramo v strižnih sidrih posamezne etaže, so prikazani na slikah 48a do 53b. Preglednica 17 prikazuje vrednosti sekantnih togosti za posamezno sidro vsake etaže, ki so bile podane v program.

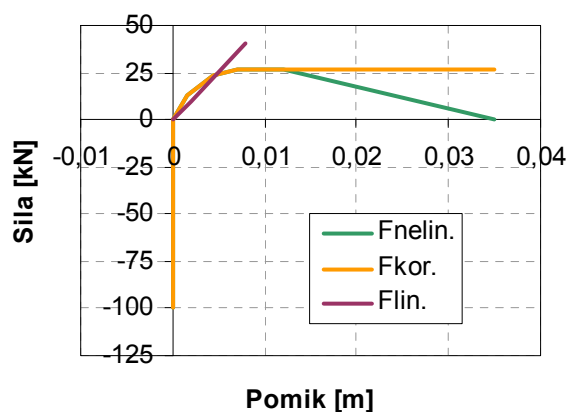
Slika 48a: Nosilnost dviznega sidra v pritličju; 26 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$ Slika 48b: Nosilnost strižnega sidra v pritličju v prečni smeri; 12 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$ Slika 48c: Dvizna nosilnost strižnega sidra v pritličju; 12 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$ Slika 49a: Nosilnost dviznega sidra v 1. nadstropju; 24 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$ Slika 49b: Nosilnost strižnega sidra v 1. nadstropju v prečni smeri; 12 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$ Slika 49c: Dvizna nosilnost strižnega sidra v 1. nadstropju; 12 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$



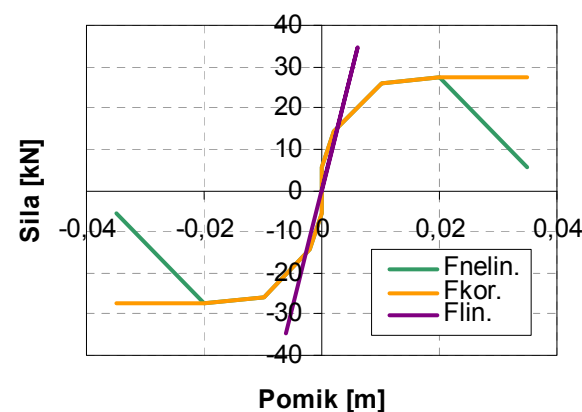
Slika 50a: Nosilnost dvižnega sidra v 2. nadstropju; 20 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$



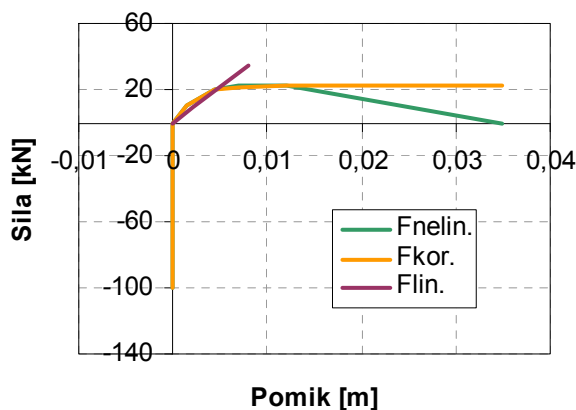
Slika 50b: Prečna nosilnost strižnega sidra v 2. nadstropju; 12 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$



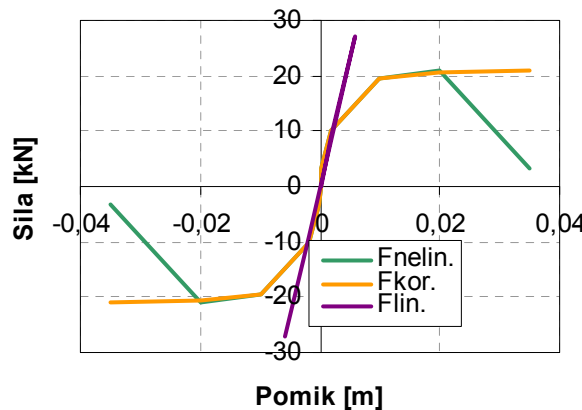
Slika 50c: Dvižna nosilnost strižnega sidra v 2. nadstropju; 12 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$



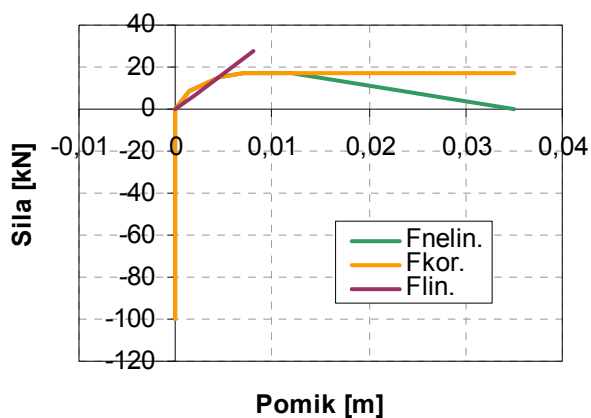
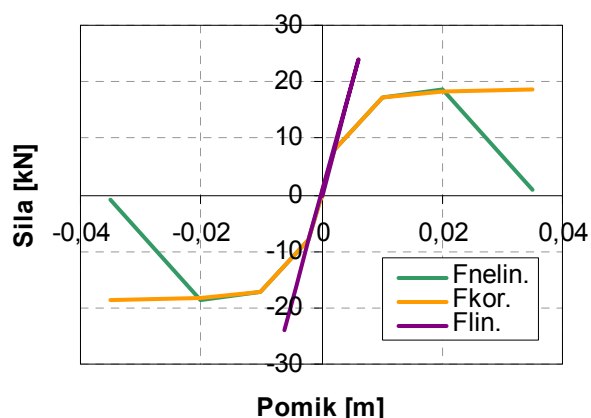
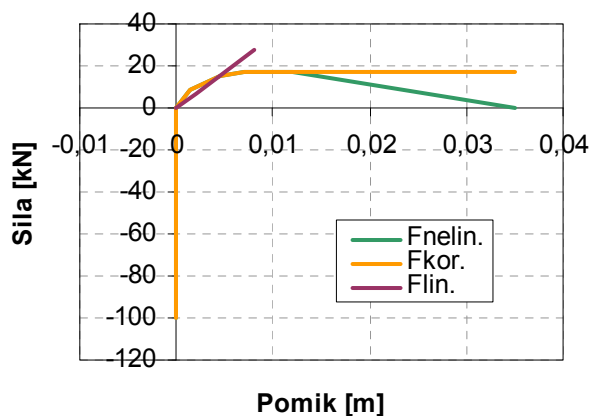
Slika 51a: Nosilnost strižnega sidra v 3. nadstropju v prečni smeri; 10 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$



Slika 51b: Dvižna nosilnost strižnega sidra v 3. nadstropju; 10 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$



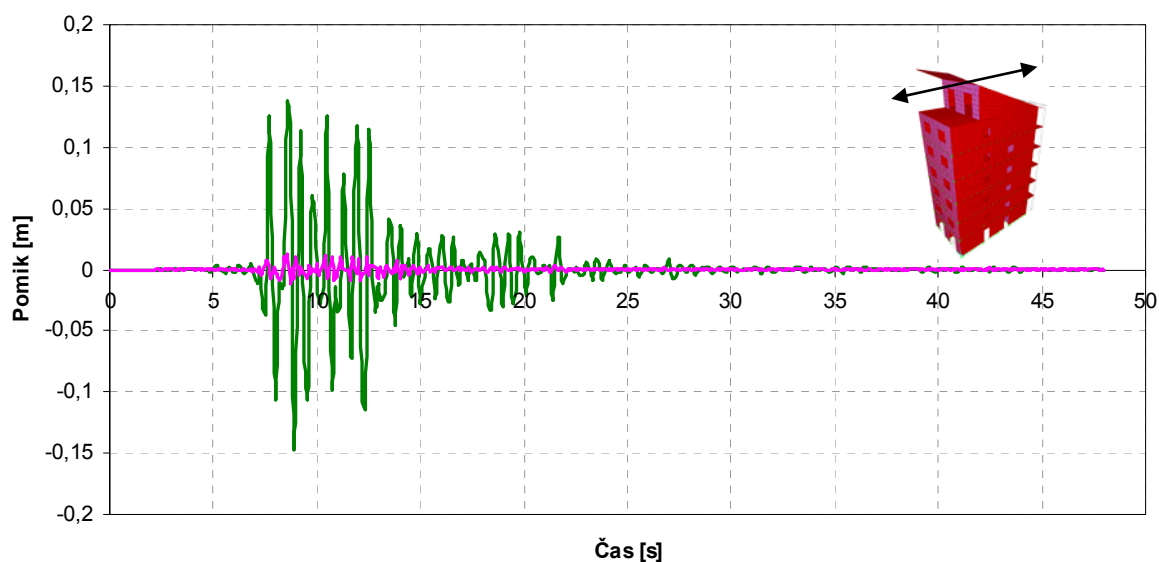
Slika 52a: Odziv strižnega sidra v 4. nadstropju v prečni smeri; 8 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$

Slika 52b: Odziv stružnega sidra v 4. nadstropju v dvižni smeri; 8 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$ Slika 53a: Strižna nosilnost strižnega sidra v 5. nadstropju; 8 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$ Slika 53b: Dvižna nosilnost strižnega sidra v 5. nadstropju; 8 žebeljev $\varnothing 4/60\text{mm}$

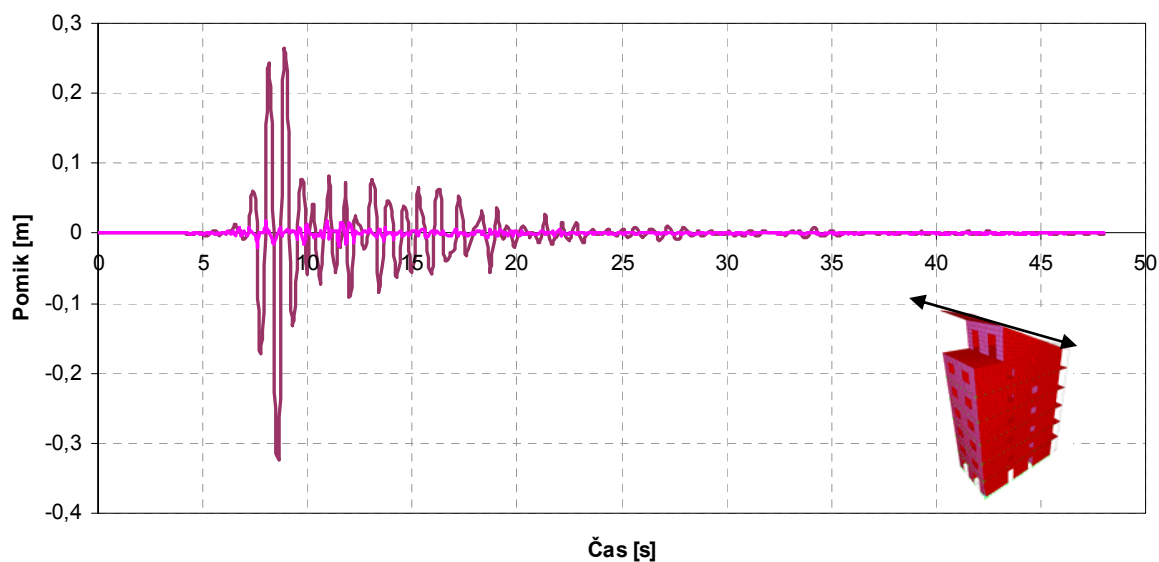
Preglednica 17: Vrednosti sekantnih togosti [kN/m] pri linearnem modeliranju sider

Nadstropje	Dvižno sidro	Strižno sidro	
	dvig	strig	dvig
0	11250	8000	5000
1	5250	7500	5000
2	4375	7250	5000
3		5750	4250
4		4500	3500
5		4000	3500

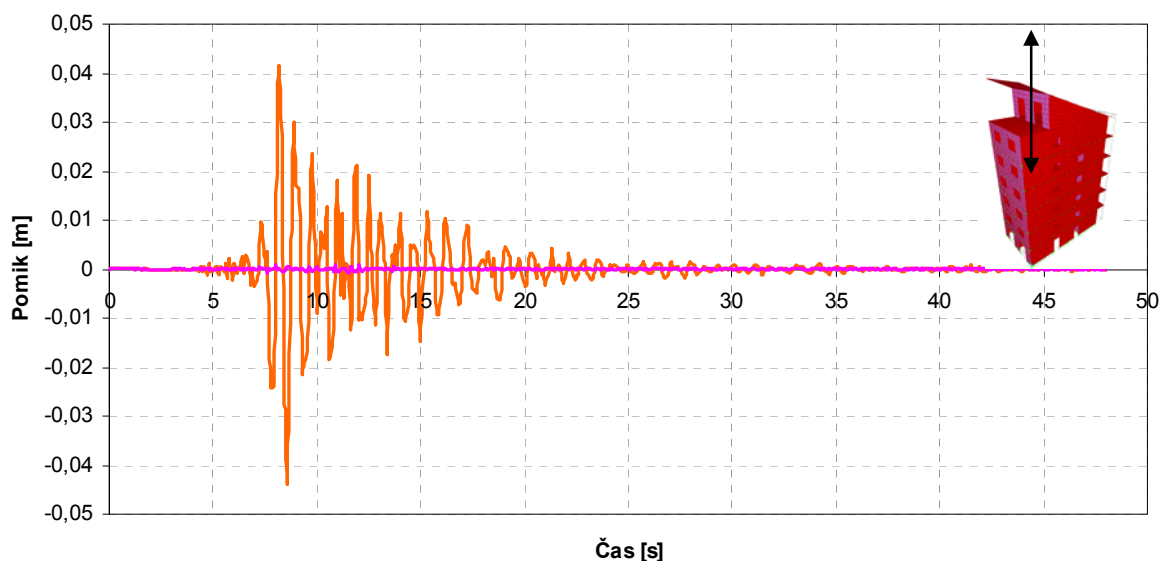
Rezultati linearne časovne analize po metodi superpozicije nihajnih oblik so prikazani v nadaljevanju, in sicer v najvišji sredinski točki stene v 7. etaži preizkušanca (točka 7S). Pri tem je največji pomik v smeri X, ki odgovarja smeri daljše stranice stavbe, znašal 14,6cm, v smeri Y 32,2cm, največji navpični pomik pa 4,3cm.



Slika 54: Časovni potek pomikov v točki 7S v smeri X



Slika 55: Časovni potek pomikov v točki 7S v smeri Y



Slika 56: Potek vertikalnih pomikov v točki 7S

Vrednosti največjih zaznanih deformacij dviznih sider oz. ustreznih "Link" elementov v pritličju, 1. in 2. nadstropju modela so bile 2,0cm, 2,7cm in 2,2cm. V primeru nelinearne analize bi bile takšne deformacije glede na pripadajoče konstitutivne zakone, ki so za ta sidra prikazani na slikah 48a, 49a in 50a, v skladu s pričakovanimi in zelenimi, saj so sidra prešla v območje plastifikacije.

Izračunani nihajni čas konstrukcije je znašal 0,76 s, vendar žal ne moremo vrednotiti njegove pravilnosti, saj še ne razpolagamo z rezultati testa na potresni mizi. Iz istega razloga je tudi praktično nemogoče komentirati časovne poteke pomikov, ki jih prikazujejo slike 54, 55 in 56, saj jih ne moremo primerjati z dejanskim odzivom konstrukcije na potresni mizi. Vrednotenje naše napovedi odziva in pravilnosti računskega postopka bomo torej lahko izvedli šele naknadno, pri tem pa seveda pričakujemo, da so lahko določena odstopanja med izmerjenim odzivom preizkušanca in izračunanim posledica:

- predpostavljene linearnosti odziva sidrnih elementov in vrednosti dušenja,
- nepoznavanja razporeditve sider in njihove nosilnosti, ki smo jih za izvedbo analize predpostavili,
- razlike v geometriji preizkušanca in modela, ki pa so precej manjše od morebitnih zgornjih dveh vzrokov, in
- same računske metode.

Poleg nihanja točke 7S pri vzbujanju s pospeški potresa Kobe, je na slikah 54 do 56 za primerjavo prikazano tudi nihanje, ki ga enaka potresna obremenitev povzroči na modelu, kjer mehanske povezave niso modelirane. V tem primeru, ko smo lesene elemente med seboj togo povezali, je pomik v meri Y, kjer so sicer nastopili največji pomiki, znašal le 1,9cm, kar kaže na pomembnost modeliranja konstrukcij iz križno lepljenih lesenih panelov z dejanskimi lastnostmi mehanskih povezav in veliko strižno togost križno lepljenih lesenih masivnih sten.

V tej fazi je model le groba osnova, ki ponuja še širok spekter možnih izboljšav. V kolikor bi imeli na voljo boljše računalniške procesorje, bi z natančnimi eksperimentalnimi preiskavami nosilnosti vseh stikov, ki se pojavijo v konstrukciji, in vnosi njihovega dejanskega odziva v računski model, verjetno lahko izvedli tudi nelinearno analizo. Ta bi lahko glede na natančen vnos odziva sider pokazala, kako dober je dejansko predpostavljeni računski model. Ker je ta izdelan v programu, ki je zaradi možnosti grafičnega vnašanja uporabniku prijaznejši od sicer zmogljivejših programov, kot so na primer Drain 2DX, 3DX, Canny E in ostali, bi morebitni dobri rezultati precej pripomogli k študijam dinamičnega obnašanja konstrukcij iz križno lepljenega lesa.

Na drugi strani bi lahko ob poznavanju dejanske razporeditve in vrste uporabljenih sider na preizkušancu ter v primeru poznavanja eksperimentalno določenih odzivov, model razvijali tudi v linearnem območju. V kolikor bi namreč uspeli določiti povezavo med nelinearnim odzivom sidra in njegovo linearno sekantno togostjo, ob upoštevanju pravilnega dušenja konstrukcije zaradi neupoštevanja histereznega dušenja v sidrih, bi to predstavljalo velik in uspešen korak k enostavnosti računskih analiz konstrukcij iz lesenih križno lepljenih panelov na potresnih območjih. Zaradi njihove vse večje prisotnosti na trgu tako med enostanovanjskimi kakor tudi med večnadstropnimi stavbami, bi bili preprosti modeli za njihovo analizo velika pridobitev v projektantski praksi.

6 ZAKLJUČEK

Križno lepljen les ima bolj enakomerne in boljše mehanske lastnosti kot les sam, kar pa je le eden od razlogov, da se konstrukcije iz križno lepljenega lesa v Evropi med lesenimi nosilnimi sistemi vse bolj uveljavljajo. Njihova uporaba narašča tako pri gradnji večnadstropnih stavb, kakor tudi pri gradnji objektov večjih dimenzij. Vse to je posledica odličnih lastnosti, ki jih izkazuje les kot gradbeni material, poleg tega pa sistem odlikuje še visoka stopnja prefabrikacije, ekonomičnost in hitrost gradnje ter prijaznost okolju.

Lesene konstrukcije imajo v splošnem sloves dobrega obnašanja med močnimi potresi, a to še ni garancija, da so vse lesene konstrukcije primerno odporne. Poleg tega pa je dokaz računske odpornosti lesenih objektov težaven in nenatančen, predvsem zaradi velikega števila mehanskih povezav in s tem specifičnosti dinamičnega obnašanja. Ker smo v primeru konstrukcij iz križno lepljenega lesa omejeni pri projektiranju tudi zaradi pomanjkanja priporočil za potresno varno in ekonomično projektiranje v ustreznih standardih in predpisih, je izvedba eksperimentalnih preiskav, tudi na konstrukcijah v naravnem merilu, ključnega pomena za zapolnitev te vrzeli.

S pomočjo eksperimentalnih rezultatov obsežnih preiskav, ki so bile na lesenih križno lepljenih panelih v preteklosti izvedene na Katedri za preskušanje materialov in konstrukcij Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani, smo skušali v okviru te diplomske naloge izdelati primeren računski model, s katerim bi lahko napovedali odziv sedem etažne konstrukcije v naravnem merilu. Preiskavo takšne razsežnosti so namreč v okviru projekta SOFIE italijanski in japonski raziskovalci izvedli v oktobru 2007 na potresni mizi E-Defense, ki je največja naprava te vrste na svetu.

3D računski model je bil izdelan v komercialnem programu SAP2000. Ker smo razpolagali z omejenim obsegom podatkov o samem preizkusu, smo morali za izvedbo analize nekatere med njimi predpostaviti. Med večje predpostavke sodijo vsekakor razporeditev in nosilnosti sider, ki smo jih določili s postopkom dimenzioniranja. Predpostavili pa smo tudi sestavo križno lepljenih plošč in prilagodili tlorisi glede na izbrani modul konstrukcije. Izvedene so

bile številne računske dinamične analize, ki so med drugim pokazale, da nelinearna analiza konstrukcije takšnih razsežnosti ob uporabi običajnih računalniških procesorjev presega zmoglosti programa. Iz nelinearnega modeliranja smo tako prešli v linearno, kjer smo predvidenemu odzivu vsakega sidra priredili ustrezno sekantno togost, preostali del duktilnosti sidra pa zajeli s povečanjem faktorja dušenja konstrukcije na 15%, kar je sicer značilno za dinamični odziv lesenih okvirnih konstrukcij.

Z linearno časovno analizo po metodi superpozicije nihajnih oblik smo dobili maksimalne pomike stavbe v najvišji točki stene preizkušanca, ki smo ga v treh smereh vzbudili s pospeški tal potresa, ki se je zgodil leta 1995 v mestu Kobe. Izračunani maksimalni pomiki v smereh X, Y in Z konstrukcije so tako znašali 14,6cm, 32,2cm in 4,3cm, nihajni čas konstrukcije pa je bil 0,76 sekunde.

Zaradi nepoznavanja dejanskih rezultatov poskusa bomo dobljene rezultate in računski model lahko vrednotili šele naknadno, smo pa v računskem postopku določili vzroke za morebitna odstopanja med odzivi preizkušanca in modela. Te je iskati predvsem v predpostavki o linearnem odzivu sidrskih elementov in nepoznavanju dejanske razporeditve in nosilnosti sider, ki so bila uporabljena na preizkušeni konstrukciji.

Model sam predstavlja tudi velik razvojni potencial, saj bi z ustreznimi dodatnimi testi na uporabljenih sidrih in možnostjo vnosa njihovega dejanskega obnašanja v program z zmogljivejšimi računalniškimi procesorji lahko izvedli tudi nelinearne analize, ki bi omogočale različne parametrične študije o obnašanju tovrstnih konstrukcij. Poleg tega bi z analizami nosilnosti sider lahko prišli tudi do definicij, s pomočjo katerih bi nelinearne odzive sider lahko varno modelirali tudi linearno. Takšni enostavni modeli, ki bi bili poleg tega še dovolj natančni, pa bi bili velika pridobitev za pomoč pri dimenzioniranju sodobnih in inovativnih križno lepljenih lesenih konstrukcij v praksi.

VIRI

Blass, H. J., Fellmoser, P. 2004. Design of Solid Wood Panels with Cross Layers. V: Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2004, June 14-17, 2004, Lahti, Finland; pp: 543-548.

Ceccotti, A., Follesa, M., Lauriola M. P. 2006a. Which Seismic Behaviour Factor for Multi-Storey Buildings made of Cross-Laminated Wooden Panels? V: Proceeding of International council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 – Timber Structures, Meeting 39, Florence, Italy, August 2006, CIB-W18/39-15-2

Ceccotti, A., Follesa, M. 2006b. Seismic Behaviour of Multi-Storey Xlam Buildings. International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures, Coimbra, Portugal, November 9-10, 2006, str. 81-95

COSMOS Virtual Data Center

<http://db.cosmos-eq.org> (10.9.2007)

Dujič, B., 1999. Konstruiranje in preskus naprave za ciklične preiskave zidov. Magistrska naloga, št. 152, Ljubljana, FGG, Univerza v Ljubljani; str. 101.

Dujič, B., 2001. Eksperimentalno podprto modeliranje odziva lesenih okvirnih panelov na vodoravno ciklično obtežbo. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 239 str.

Dujič, B., Žarnić, R. 2005. Report on evaluation of racking strength of KLH system. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, KPMK: 63 str.

Dujič, B., Žarnić, R. 2006a. Study of Lateral Resistance of Massive X-Lam Wooden Wall System Subjected to Horizontal Loads. International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures, Coimbra, Portugal, November 9-10, 2006, str. 97-104

Dujič, B., Klobčar, S., Žarnić, R. 2006b. Influence of Openings on Shear Capacity of Massive Cross-Laminated Wooden Walls. International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures, Coimbra, Portugal, November 9-10, 2006, str. 105-118

Dujič, B., Aicher, S., Žarnić, R. 2006c. Testing of Wooden Wall Panels Applying Realistic Boundary Conditions. V: World Conference on Timber Engineering, Portland, Oregon, ZDA

Klobčar, S. 2005. Vpliv odprtín na strižno nosilnost lesenih sten. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Univerzitetni študij, Konstrukcijska smer: 96 str.

Kitek Kuzman, M., Hrovatin, J., Kušar, J. 2006. Lesene lepljene konstrukcije v arhitekturi. <http://predmet.arh.uni-lj.si/ar/2006-1/ar2006-1-09.pdf> (15.12.2007)

KLH Massivholz GmbH, Construction guidelines

KLH Massivholz GmbH, European Tehnical Approval

KLH Massivholz GmbH, Križno lepljen les

http://www.klh.m2online.at/fileadmin/klh/bilder/2007/Prospekte/PDF/071018_KLH_slow_A4.pdf (10.9.2007)

KLH Massivholz GmbH, Statika, slovenska verzija

Lauriola, M. P., Sandhaas, C. 2006. Quasi-static and Pseudo-Dynamic Tests on XLAM Walls and Buildings. International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures, Coimbra, Portugal, November 9-10, 2006, str. 119-133

Purbond, Adhesives for modern timber construction. Predstavitvena brošura.

Shaking table Test of a 7 Storey Xlam Building, Preliminary Plan, Version 4, March 2007

Stepišnik, Ž. 2005. Eksperimentalne preiskave nosilnosti kotnih sider pri sidranju lesenih masivnih stenskih elementov. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Visokošolski strokovni študij, Konstrukcijska smer: 70 str.

Three-Dimensional Full-scale Earthquake Testing Facility (E-Defense). Predstavitvena brušura, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Hyogo Earthquake Engineering Research Center

Tomažin, L. 2005. Hiša s kombinirano AB in leseno konstrukcijo – primer projektiranja. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Univerzitetni študij, Konstrukcijska smer: 98 str.

Toratti, T. 2006. Design Guidance on Eurocode 8 for Practicing Engineers for Timber Structures. International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures, Coimbra, Portugal, November 9-10, 2006, str. 55-70

Slike objavljene na internetnih naslovih:

<http://www.klh.at/> (15.1.2008)