

STUDI KASUS POLA BENTURAN BANGUNAN PADA SISTEM SATU DERAJAT KEBEBASAN (DOF)

Rani Hendrikus, Stephanus Ola Demon, Christiani Chandra Manubulu, Merzy Mooy

Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Katolik Widya Mandira, Jl. A. Yani 50-52

email: christianichandra@gmail.com

Abstrak: Respon linier dan non linier dari dua bangunan satu derajat kebebasan (1 DOF) masing-masing dengan periode getar (T) 0.4 detik dan 0.5 detik menjadi model dalam studi ini. Rekaman gempa Loma Prieta 1989 telah dipilih dan telah disesuaikan dengan kurva respon spektrum dengan nilai $S_s = 1.25g$ dan $S_1 = 0.4g$ dan jenis tanah sedang (SD). Pegas struktur bangunan dimodelkan baik sebagai pegas liner maupun non-liner dari model Takeda yang dimodifikasi. Adapun hasil penting dari studi ini adalah: pertama, metode penjumlahan langsung (ABS) hanya cocok untuk menentukan waktu benturan, tetapi tidak cocok untuk menentukan kebutuhan dilatasi (*seismic separation*). Kedua, metode ultimit yakni metode transformasi perhitungan deformasi pada kondisi elastis selanjutnya dikalikan dengan factor pengali C_d/I_e hanya dapat digunakan dalam kondisi bangunan yang tidak mengalami deformasi inelastis yang besar. Ketiga, perubahan pola respon bangunan pasca inelastis bisa sangat signifikan, serta dapat berpengaruh terhadap peluang benturan antara bangunan.

Kata Kunci: Benturan, Dilatasi, Respon Spektrum, Gempa Desain

Abstract: The linear and nonlinear response of two buildings with one degree of freedom (DOF) respectively vibration period (T) 0.4 second and 0.5 second are becoming the models of this research. The earthquake record of Loma Prieta 1989 is selected and customized with the spectrum response curve $S_s = 1.25g$ and $S_1 = 0.4g$ with the medium ground (SD). The spring of building structure modelled as linear and nonlinear spring of Takeda model that has been modified. The important results of this research are: first, the direct addition method is only used to determine time of collision and not adequate to determine seismic separation. Second, the ultimate method or the transform method to calculate elastic deformation multiplied C_d/I_e is only used when the building does not have large inelastic deformation. Third, the pattern transformation of building response after inelastic phase could be significantly and bear the opportunity of both building collision.

Key Words: Collision, Seismic Separation, Spectrum Response, Earthquake Design

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar belakang

Pada saat terjadi gempa, bangunan berdekatan dapat saling berbenturan. Kejadian ini tidak jarang menimbulkan kerusakan yang hebat pada salah satu atau kedua bangunan, sebagaimana yang telah dilaporkan dari penelitian lapangan [6, 7, 8, 9, 17, 18, 19, 21]. Sebagai contoh, pola kerusakan akibat kasus ini dapat dilihat pada gambar 1.

Union Building Code (UBC) merupakan salah satu *code* yang telah melihat bahaya ini sejak awal tahun 1950-an [2, 5], yaitu dengan mulai mengatur ketentuan jarak minimal antara bangunan sebagai berikut: jarak minimal

antara bangunan 25 mm untuk tinggi bangunan sampai dengan 6 meter, dan tambah 12.5 mm setiap kenaikan 3 meter tinggi bangunan. Dasar penetapan angka-angka tersebut tidakj elas, karena itu setelah tiga penerbitan (1952, 1955 dan 1958) akhirnya pada penerbitan 1961 angka- angka tersebut tidak dicantumkan walaupun masalah dilatasi dan jarak pemisah antara bangunan tetap dilihat sebagai masalah penting yang harus diperhatikan dalam mendesain bangunan gedung.



(a) Runtuhnya Tower Tangga Rumah Sakit Olive View, gempa San Fenando 1971 (b) Runtuhnya lantai atas Hotel Mexico City's, gempa Meksiko 1985

Gambar 1. Runtuhnya bangunan akibat dilatasi tidak memadai

Runtuhnya Rumah Sakit Olive View pada gempa San Fernando 197, mendorong studi intensif mengenai masalah *drift* dan dilatasi (*seismic separation*). Dimana akhirnya pada UBC-1976 [3] formulasi masalah *drift* dan dilatasi secara tegas dinyatakan dalam *code*. Pada *code* ini *drift* (selisih simpangan antara tingkat) bangunan dibatasi $0.005 H_i$ (H_i = tinggi lantai). Simpangan harus dihitung dengan riil sesuai dengan sifat fisik dan mekanika struktur dan simpangan pada keadaan beban maksimum $U_{x,i}$, harus dihitung dengan mengalikan simpangan riil dengan faktor $1.0/K$, dimana K berkaitan dengan daktilitas sistem (antara 0.67 atau 0.8). Sehingga jarak bersih bangunan minimal sama dengan jumlah simpangan maksimum kedua bangunan ditambah selang keamanan.

Jika dilakukan analisis respon riwayat waktu, dilatasi minimum dapat dikembangkan dari formula untuk menentukan waktu benturan atau *time collision* [11], atau langsung menggunakan formula penjumlahan respon struktur [20, 22] seperti yang diperlihatkan dalam persamaan 1.

$$SS_{A,B} = U_{A,t} - U_{B,t} \dots \dots \dots (1)$$

Formula di atas merupakan penulisan kembali formula superposisi untuk mendapatkan jarak dilatasi minimum antara dua bangunan.

Saat ini ASCE 7-16 [1] dan SNI 1726-19 [3] menggunakan formula SRSS untuk

menentukan besar simpangan maksimum. Dengan demikian formula yang sama juga dapat dipakai untuk menentukan kebutuhan dilatasi minimum antara bangunan. Formula SRSS diperlihatkan dalam persamaan 2.

$$SS_{A-B} = \sqrt{(U_{A,max})^2 + (U_{B,max})^2} \dots \dots (2)$$

Formula ini dianggap rasional untuk mengatasi kemungkinan gerakan *out-of-phase* dari kedua bangunan.

Peristiwa benturan antara bangunan selain dipengaruhi oleh besar dilatasi tetapi juga dipengaruhi oleh ada tidaknya polagerak *out of phase* dari dua bangunan yang berdekatan. Oleh karena itu, studi yang mendalam terhadap model sederhana membantu melihat dengan jelas pola dan peluang beturannya.

1.2 Tujuan

Tujuan utama penelitian ini adalah untuk mengetahui pola dan peluang benturan antara bangunan yang berdekatan dengan melakukan kajian terhadap respon perpindahan elastis dan non-linier bangunan. Adapun tujuan selain tujuan utama adalah:

1. Menentukan respon perpindahan masing-masing bangunan
2. Menghitung jarak dilatasi minimal jika bangunan A dan bangunan B pada saat bangunan mengalami gerakanmendekat.
3. Menghitung kebutuhan dilatasi menggunakan pendekatan SRSS
4. Membandingkan hasil antara ketiga tinjauan di atas

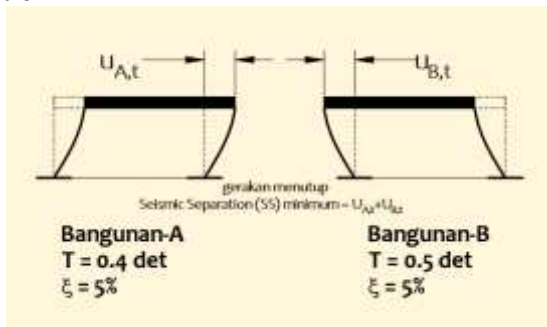
2. METODE

Studi dilakukan terhadap model bangunan satu derajat kebebasan dengan periode getar masing-masing 0.4 detik dan 0.5 detik (mewakili mode pertama bangunan dengan ketinggian yang sama, sekitar 4 atau 5 lantai)

1. Menggunakan metode analisis respon riwayat waktu non-linier
2. Model non-linier Takeda digunakan sebagai model dari pegas bangunan A dan B
3. Rekaman gempa yang digunakan adalah gempa Loma Prieta 1989

2.1. Model bangunan

Bangunan A : $T = 0.4$ det dan Bangunan B : $T = 0.5$ det



Gambar 2. Model bangunan

Jumlah bangunan yang dijadikan model studi ditunjukkan dalam tabel 1

Tabel 1. Model bangunan

Model	Sistem Struktur	Elast
		SR
A	SRPMK	-
	SRPMB	-
B	SRPMK	-
	SRPMB	-

Catatan: $SR = P_y/mg$

Tabel 2. Perhitungan parameter Takeda

Sistem Struktur	Data Karakteristik Struktur	Gaya Elastik (P_e) & Gaya Leleh (P_y)			Para Parameter
		P-STR	Nilai	Satuan	
Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	R	8	$S_D = S_{DS}$	0.8	m^*g
	OMG	3	g	9800	P_y
	C_d	5.5	m	100	$N/det2/mm$
	I_e	1.5	$P_e = S_a * g * m$	784000	$SR = P_y/mg$
FR_{SP}			$P_y = P_e / (C_d / I_e)$	147000	N
Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)	R	3	$S_a = SDS$	0.8	m^*g
	OMG	3	g	9800	P_y
	C_d	2.5	m	100	$N/det2/mm$
	I_e	1.5	$P_e = S_a * g * m$	784000	N
FR_{OB}			$P_y = P_e / (C_d / I_e)$	392000	N

Fungsi bangunan: Rumah sakit menggunakan sistem struktur: Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

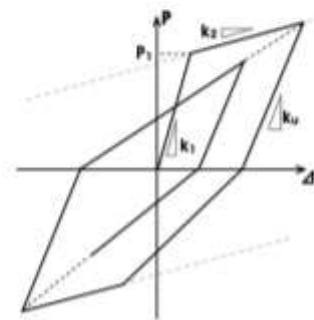
Parameter struktur:

SRPMK, $R = 8$, $\Omega_0 = 3$ dan $C_d = 5.5$ dan SRKMB, $R = 3$, $\Omega_0 = 3$ dan $C_d = 2.5$

Untuk respon non-liner kekakuan bangunan menggunakan model Takeda, sedangkan untuk respon liner menggunakan kekakuan elatis. Rancangan parameter Takeda yang disesuaikan dengan kurva respon spektrum dan karakteristik struktur (R dan I_e). Hasil perhitungan parameter Takeda yang akan

digunakan dalam studi ini ditunjukkan dalam tabel 2

Parameters	Description	Equation
T	Period (sec)	$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_1}}$
SR	Strength ratio on P_y	$SR = \frac{P_y}{mg}$
α	Post-to-pre yield stiffness ratio	$\alpha = \frac{k_2}{k_1}$
ρ	Unloading stiffness ratio	$k_u = k_1 \left(\frac{d_r}{d_{ms}} \right)^{\rho}$



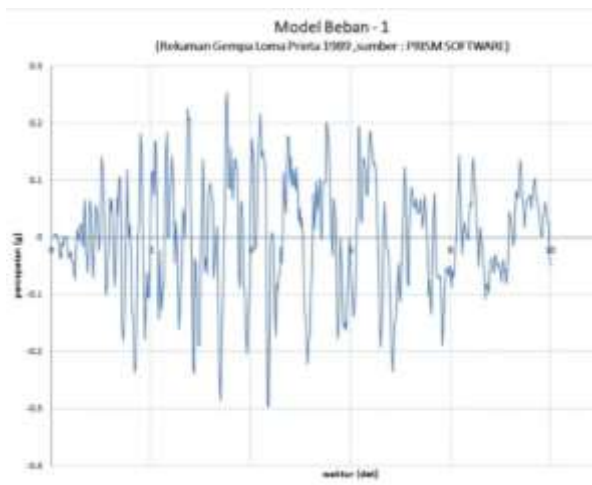
Gambar 3. Model Takeda

2.2. Model beban

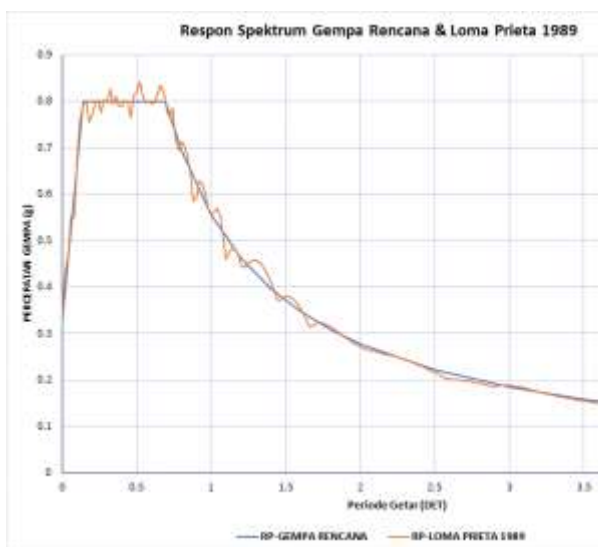
Percepatan gempa rencana diperoleh dari data base rekaman gempa program PRIM. Rekaman gempa tersebut disesuaikan dengan respon spektrum gempa rencana untuk tanah sedang atau kurang lebih diberi faktor skala 0.842 untuk mendapatkan nilai percepatan di daerah flat (S_{DS}) sebesar 0.8g. Gambar 4 merupakan riwayat percepatan gempa Loma Prierat yang telah dikoreksi, dan gambar 5 merupakan kurva spectrum gempa rencana gempa Loma Prieta 1989.

Ada dua jenis rekaman gempa yang akan digunakan. Pertama, rekaman gempa yang diperlihatkan dalam gambar 4, selanjutnya disebut "**model beban 1**". Rekam gempa ini merupakan rekaman gempa yang dimodelkan untuk mendapatkan kurva respon spectrum gempa rencana, gambar 5. Oleh karena itu rekaman gempa ini akan digunakan untuk menentukan besar deformasi struktur daktail yang telah dimodelkan dengan model histeretik Takeda. Kedua rekaman gempa desain pada gambar 04 dibagi dengan factor R/I_e , selanjutnya disebut "**model beban 2**". Rekam gempa ini digunakan untuk menentukan

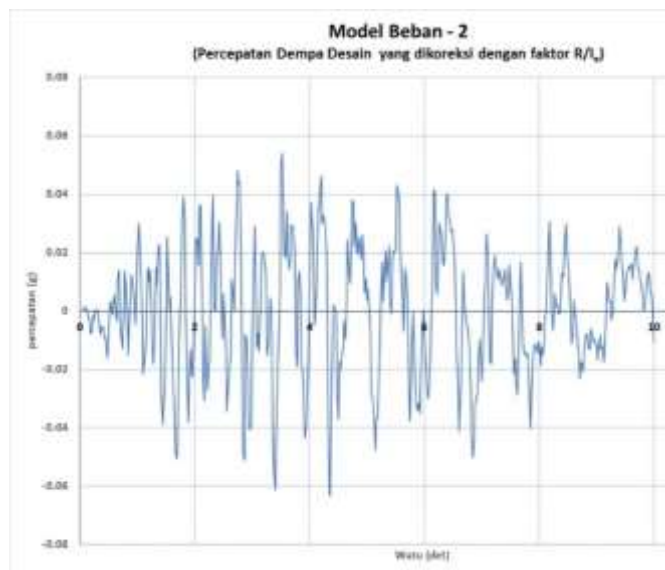
respon struktur (bangunan A dan B) yang respon secara elastik penuh.



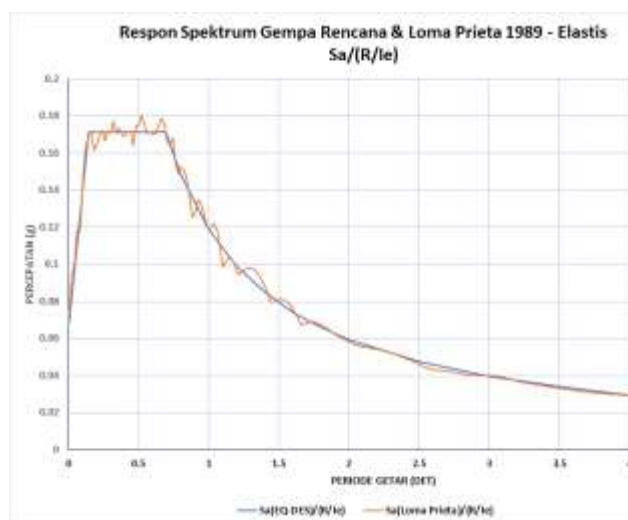
Gambar 4. Data percepatan gempa Loma Prieta (Model beban gempa 1)



Gambar 5. Spektrum respon gempa rencana(SRGR)



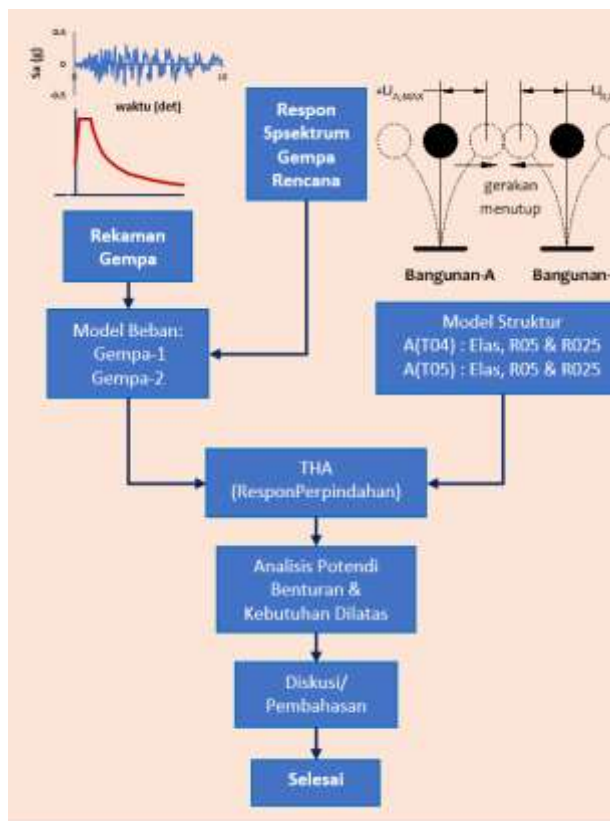
Gambar 6. Percepatan gempa Loma Prieta setelah dikoreksi dengan C_d/I_e



Gambar 7. Spektrum respon gempa elastis $SRGE = SRGR \times (I_e/R)$

2.3. Metode Analisis

Proses analisis diawali dengan memilih rekaman gempa dan karakteristik *site*, khususnya nilai S_s , S_1 , dan jenis tanah. Untuk studi ini dipilih *site* dengan nilai $S_s = 1.25$ g, $S_1 = 0.4$ g dan kondisi tanah di bawah bangunan merupakan tanah sedang (SD).



Gambar 8. Prosedur analisis

Respon struktur dianalisis dengan menggunakan metode analisis riwayat waktu (*Time History Analysis*). *Output* utama dari analisis adalah riwayat perpindahan model bangunan (A dan B) kemudian disandingkan dan dilihat potensi benturan dan kebutuhan dilatasi dari kedua model yang disandingkan tersebut. Proses ini dilakukan terhadap semua kombinasi model struktur khususnya kombinasi yang melibatkan getar struktur (T), model beban dan R (P1/mg).

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1. Respon statik bangunan

Respon statik bangunan adalah respon bangunan A dan B terhadap beban statik ekuivalen, baik untuk SRPMK maupun SRPMB. Data ini dapat dipandang sebagai *bench mark* respon struktur dan kebutuhan dilatasi antara bangunan.

Perpindahan struktur bangunan A dan B serta kebutuhan dilatasi minimum untuk kedua tipe sistem struktur dihitung secara statik dengan menggunakan spectrum gempa desain, ($SRGE = SRGR \times (R/I_e)$). Perhitungan

deformasi lateral dengan metode statik ekuivalen dan perhitungan kebutuhan dilatasi pada kondisi ultimit diperlihatkan dalam tabel 2 dan 3.

Tabel 2. Kebutuhan dilatasi bangunan SRPMK, dihihiting dari SRGE

KEBUTUHAN DILATASI (SS) PADA SRPMK (Secara statik, Berdasarkan Spektrum Respon Gempa Elastik, SRGE)					
Bangunan A, T= 0.4 det			Bangunan B T= 0.5 det		
M	=	100 N-det ² /mm	M	=	100 N-det ² /mm
K	=	24674.01 N/mm	K	=	15791.7 N/mm
w	=	15.71 rad/det	w	=	12.57 rad/det
T	=	0.40 det	T	=	0.50 det
R	=	8.00	R	=	8.00
I _e	=	1.50	I _e	=	1.50
S _a = S _{0.5}	=	0.80 g	S _a = S _{0.5}	=	0.80 g
S _{a,e}	=	0.15 g	S _{a,e}	=	0.15 g
P	=	147000 N	P	=	147000 N
U _{A,e}	=	5.96 mm	U _{B,e}	=	9.31 mm
KEBUTUHAN SS (ELASTIS)			KEBUTUHAN "SS" (ULTIMIT)		
U _{A,e}	=	5.96 mm	U _{A,e} * (C _d /I _e)	=	21.84 mm
U _{B,e}	=	9.31 mm	U _{B,e} * (C _d /I _e)	=	34.13 mm
SS _{ELIS}	=	11.05 mm	SS _{ULT}	=	40.52 mm

Tabel 2 menyajikan perhitungan perpindahan lateral bangunan A dan B dari SRPMK. Dimana diperoleh nilai perpindahan ($U_{A,e}$ & $U_{B,e}$) masing-masing sebesar 5.96 mm dan 9.31 mm. Untuk SRPMB nilai perpindahan disajikan dalam tabel 3, dimana nilai perpindahan bangunan A dan B adalah sebesar 15.89 mm dan 24.82 mm.

Tabel 3. Kebutuhan dilatasi bangunan SRPMB, dihihiting dari SRGE

KEBUTUHAN DILATASI (SS) PADA SRPMB (Secara statik, Berdasarkan SRGE)					
Bangunan A, T= 0.4 det			Bangunan B T= 0.5 det		
M	=	100 N-det ² /mm	M	=	100 N-det ² /m
K	=	24674.01 N/mm	K	=	15791.7 N/mm
w	=	15.70796 rad/det	w	=	12.5665 rad/det
T	=	0.40 det	T	=	0.50 det
R	=	3.00	R	=	3.00
I _e	=	1.50	I _e	=	1.50
S _a = S _{0.5}	=	0.80 g	S _a = S _{0.5}	=	0.80 g
S _{a,e}	=	0.4 g	S _{a,e}	=	0.4 g
P	=	392000 N	P	=	392000 N
U _{A,e}	=	15.89 mm	U _{B,e}	=	24.82 mm
KEBUTUHAN SS (ELASTIS)			KEBUTUHAN "SS" (ULTIMIT)		
U _{A,e}	=	15.89 mm	U _{A,e} * (C _d /I _e)	=	31.77 mm
U _{B,e}	=	24.82 mm	U _{B,e} * (C _d /I _e)	=	49.65 mm
SS _{ELIS}	=	29.47 mm	SS _{ULT}	=	58.94 mm

Keempat nilai perpindahan di atas merupakan nilai perpindahan elastik. Sehingga untuk mendapat nilai perpindahan ultimit, nilai tersebut harus dikalikan dengan faktor C_d/I_e . Dengan cara ini diperoleh perpindahan ultimit dan sekaligus kebutuhan dilatasi minimum pada keadaan ultimit seperti yang disajikan pada kedua tabel. Kemudian diperoleh dilatasi minimum antara kedua bangunan sebesar 40.52 mm untuk SRPMK dan 58.94 mm untuk SRPMB.

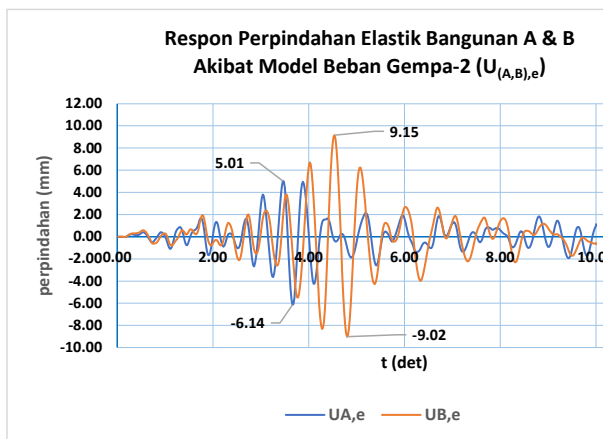
3.2 Analisa respon riwayat waktu

3.2.1 Respon perpindahan elastis

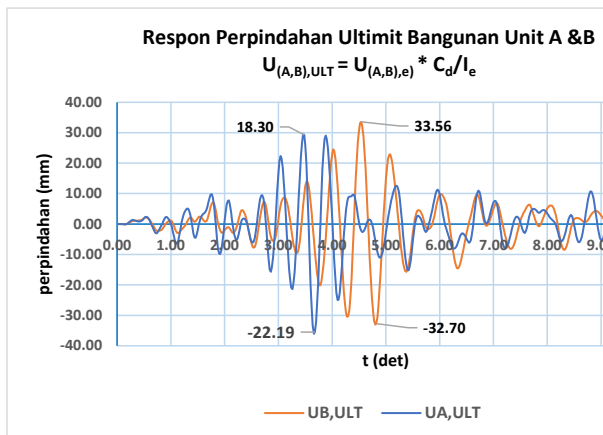
Respon perpindahan elastik yang dimaksudkan adalah respon perpindahan bangunan A dan B akibat beban gempa sebesar model beban 2 atau SRGE. Besar beban diperoleh dengan membagikan Model Beban-1 dengan (R/I_e).

3.2.1.1 Riwayat perpindahan elastik SRPMK

Hasil perhitungan respon perpindahan elastik pada bangunan A dan B yang dimodelkan sebagai SRPMK diperlihatkan dalam gambar 9. Sedangkan estimasi perpindahan ultimit berdasarkan perpindahan elastik ditunjukkan dalam gambar 10. Besar perpindahan elastik ini lebih kecil dibandingkan dengan perpindahan elastik dengan metode statik ekuivalen.



Gambar 9. Riwayat perpindahan elastik akibat model beban - 2



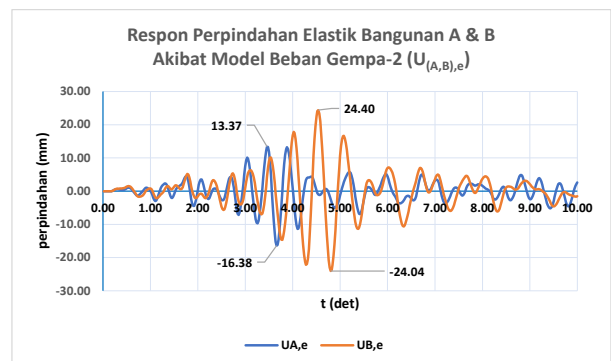
Gambar 10. Respon perpindahan ultimit akibat beban gempa model-2

Tabel 6. Rangkuman perpindahan maksimum model bangunan SRPMK

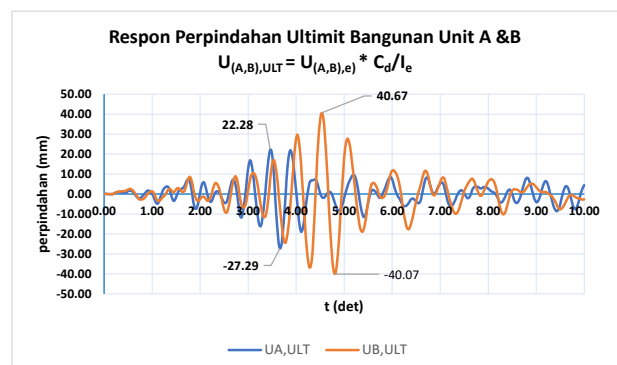
Arah Perpindahan	Bangunan A	Bangunan B	
	(mm)	(mm)	
Elastik	Perpindahan (+)	5.01	99.15
	Perpindahan (-)	-6.14	-9.02
Ultimu	Perpindahan (+)	18.30	33.56
	Perpindahan (-)	-22.19	-32.70

3.2.1.2 Riwayat Perpindahan Elastik pada SRPMB

Gambar 11 menunjukkan perpindahan bangunan A dan B yang dimodelkan sebagai SRPMB. Sedangkan gambar 12 menunjukkan estimasi perpindahan ultimit berdasarkan perpindahan elastik pada gambar 11. Seperti pada model SRPMK, nilai perpindahan bangunan A lebih kecil dibandingkan dengan bangunan B. Sedangkan bila dibandingkan dengan perpindahan pada SRPMK, baik bangunan A maupun bangunan B, besar perpindahan pada SRPMB lebih besar dibandingkan dengan perpindahan yang terjadi pada SRPMK



Gambar 11. Riwayat perpindahan elastik akibat model beban - 2



Gambar 12. Respon perpindahan ultimit akibat beban gempa model-2

Tabel 7. Rangkuman perpindahan maksimum

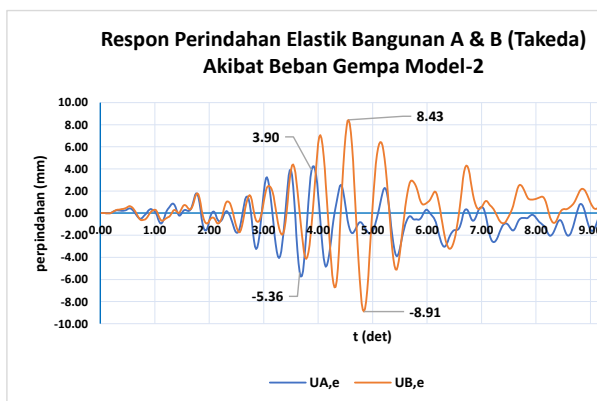
	Arah Perpindahan	Bangunan A	Bangunan B
		(mm)	(mm)
Elastik	Perpindahan (+)	13.37	24.40
	Perpindahan (-)	-16.38	-24.04
Ultimu	Perpindahan (+)	22.28	40.67
	Perpindahan (-)	-27.29	-40.07

3.2.2 Riwayat perpindahan bangunan dengan model pegas non linier (Takeda)

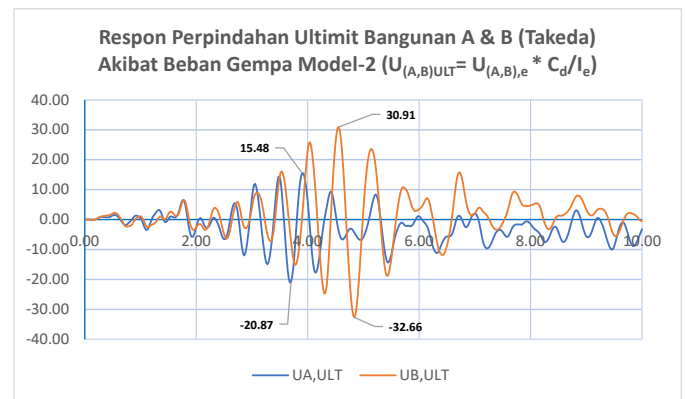
Beban gempa yang digunakan pada kasus ini adalah beban gempa rencana atau Model Beban-1 (SRGR). Sedangkan model bangunannya menggunakan bangunan A dan B dengan pegas Takeda yang dimodifikasi.

3.2.2.1 Riwayat perpindahan non-linier pada SRPMK

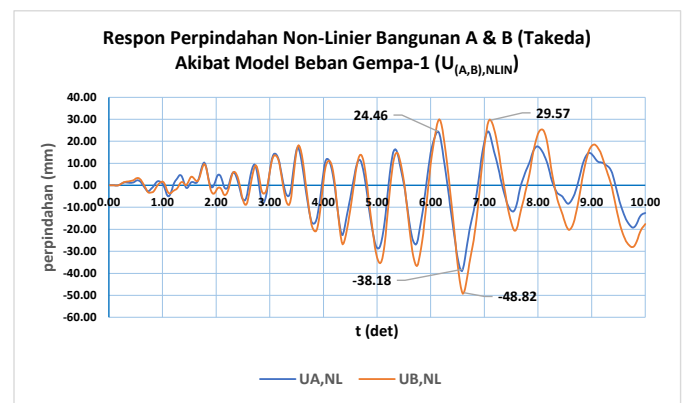
Gambar 13, 14 dan 15 menunjukkan respon bangunan A dan B (dengan pegas Takeda yang dimodifikasi) ketika menerima beban gempa. Gambar 13 memperlihatkan pola perpindahan dari bangunan yang dibebani oleh model beban 2. Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa bangunan B sudah mengalami respon inelastik walaupun beban yang digunakan masih merupakan beban gempa desain (model beban 2).



Gambar 13. Respon perpindahan bangunan A & B (pegas Takeda, beban gempa model 2)



Gambar 14. Respon perpindahan ultimit bangunan A & B (pegas Takeda, beban gempa model 2)



Gambar 15. Respon perpindahan non-linier bangunan A & B (pegas Takeda, beban gempa model 1)

Gambar 14 dan 15 menunjukkan respon inelastik. Pada gambar 14 menunjukkan respon ultimit bangunan, yang ditransformasi dari respon akibat model beban 2. Sedangkan gambar 15 menunjukkan respon non-linier akibat model beban 2. Yang menarik adalah, walaupun deformasi maksimum yang terjadi tidak berbeda jauh namun pola deformasi kedua gambar tersebut sangat berbeda. Gambar 15 menunjukkan pola gerak bangunan A dan B cenderung sama. Hal ini diduga karena kedua bangunan sama-sama sudah memasuki fase inelastik sehingga waktu getar riil bangunan berubah.

Tabel 8. Rangkuman perpindahan maksimum

	Arah Perpindahan	Bangunan A	Bangunan B
		(mm)	(mm)
Elastik	Perpindahan (+)	3.90	8.84
	Perpindahan (-)	-5.36	-8.91
Ultimuit	Perpindahan (+)	15.48	30.91
	Perpindahan (-)	-20.87	-32.66
Non Linier	Perpindahan (+)	24.46	30.91
	Perpindahan (-)	-38.18	-48.82

3.2.2.2 Riwayat perpindahan non-linier pada SRPMB

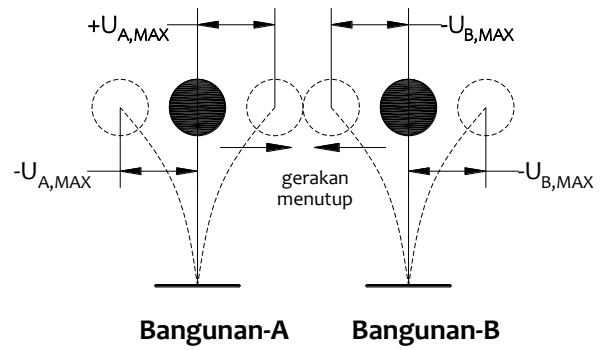
Respon perpindahan sistem non-linier diperlihatkan dalam gambar 16, 17 dan 18. Gambar 16 menunjukkan perpindahan dari SRPMB dengan pegas non-linier pengaruh beban gempa model 2. Respon ini menggambarkan perpindahan pada level beban gempa desain $S_a/(R/I_c)$. Gambar 17 memperlihatkan perpindahan ultimuit, yang diperoleh dari perpindahan pada level beban gempa desain dikalikan dengan C_d/I_e . Sedangkan gambar 18 menunjukkan perpindahan non-linier akibat beban gempa model 2. Perbandingan respon perpindahan dari model yang dianalisis diperlihatkan dalam tabel 9.

Tabel 9. Rangkuman perpindahan maksimum

	Arah Perpindahan	Bangunan A	Bangunan B
		(mm)	(mm)
Elastik	Perpindahan (+)	11.26	21.51
	Perpindahan (-)	-15.30	-23.75
Ultimuit	Perpindahan (+)	18.77	37.47
	Perpindahan (-)	-25.50	-39.58
Non Linier	Perpindahan (+)	25.46	33.37
	Perpindahan (-)	-19.56	-36.77

3.3 Kebutuhan dilatasi antara bangunan

Berdasarkan persamaan (1), dua bangunan yang berdekatan membutuhkan dilatasi sekurang-kurangnya sebesar $+U_{A,Max} - U_{B,Max}$, lihat gambar 16. Karena baik $+U_{A,Max}$ maupun $-U_{B,Max}$ merupakan fungsi waktu, karena itu dapat dijumlahkan dari waktu-ke waktu. Mengingat posisi bangunan A dan B dapat bertukar tempat, maka nilai maksimum dari hasil pengurangan tersebut menjadi nilai kebutuhan dilatasi antara bangunan.



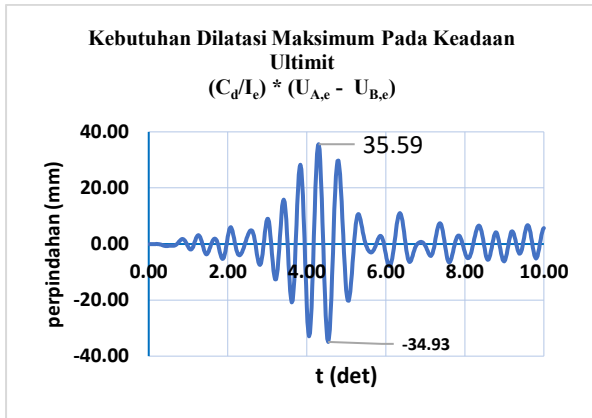
Gambar 16. Pola gerak menutup dan membuka

Bahaya benturan umumnya terjadi pada saat gempa maksimum maka, kebutuhan dilatasi antara bangunan akan dievaluasi pada pada kondisi beban gempa maksimum. Terdapat dua kondisi beban gempa maksimum. Pertama, beban gempa desain (mode 2) dikalikan dengan C_d/I_e . Kedua, pada beban gempa rencana yakni beban gempa yang nilainya (2/3) kali beban gempa maksimum yang dipertimbangkan. Kedua jenis beban tersebut akan dilihat baik pada SRPMB, maupun pada SRPMK.

Selain itu kebutuhan dilatasi dapat dihitung dengan formula dalam persamaan (2). Persamaan ini dianggap lebih rasional karena dapat mengatasi kemungkinan gerakan yang bersifat *out-of phase*.

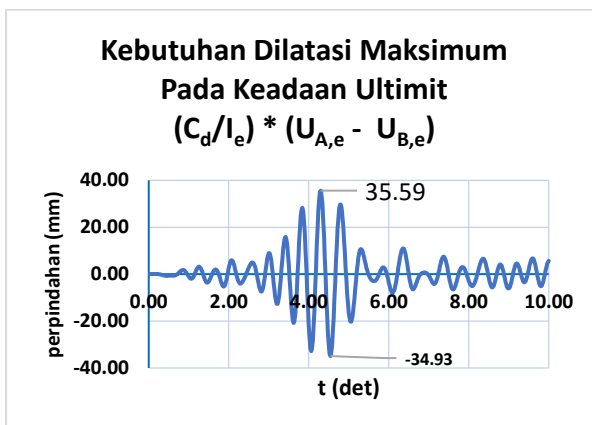
3.3.1 Kebutuhan dilatasi pada SRPMK

Dari uraian di atas dapat dilihat bahwa kebutuhan dilatasi dapat diperoleh dengan tiga cara yaitu: cara ultimuit, non-linier dengan menggunakan persamaan (1) dan non linier dengan menggunakan persamaan (2). Ketiga hasil tersebut disajikan dalam gambar 17, 18 dan 19.

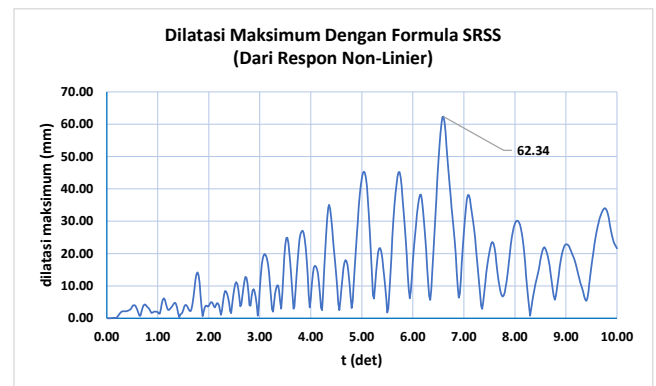


Gambar 17. Kebutuhan dilatasi ultimit hasil transformasi simpangan elastik

Dari tabel rangkuman dapat dilihat tiga fakta. Pertama, setelah memasuki fase inelastik, pola respon bangunan berubah secara signifikan. Kedua, perubahan pola respon ini tidak dapat diantisipasi dengan baik melalui metode ultimit, walaupun hasilnya pada kasus yang masih konsisten dengan metode yang lain. Ketiga, metode penjumlahan respon (persamaan 1) menjadi *over confidence* karena penyimpangan dari metode SRSS di atas 400%. Metode ini hanya cocok untuk menentukan waktu benturan tetapi kurang aman untuk menentukan besar dilatasi. Metode ultimit juga kurang memberikan hasil yang riil pada kasus ini, karena penyimpangan dari metode SRSS di atas 70%



Gambar 18. Kebutuhan dilatasi dari respon non linier dan persamaan 1

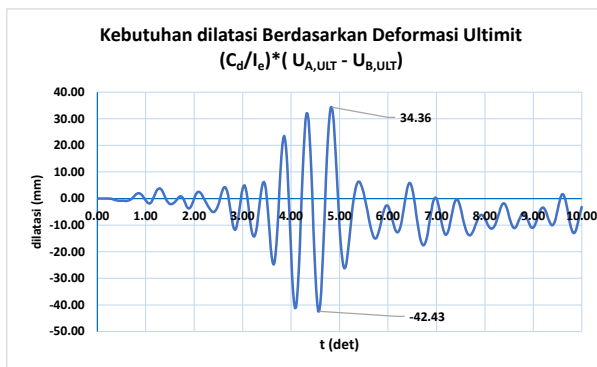


Gambar 18. Kebutuhan dilatasi dari respon non-linier dan persamaan 2

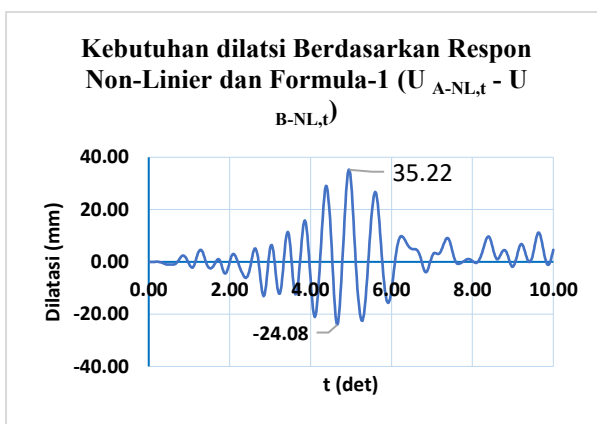
Tabel 11. Rekap kebutuhan dilatasi antara bangunan A & B

Metode	Kebutuhan Dilatasi (mm)
ULTIMI	35.59
NL-Pers(1)	14.83
NL-Pers(2)	62.34

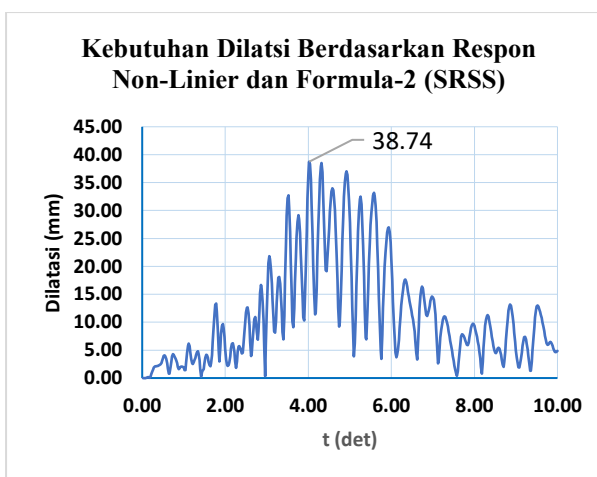
3.3.2 Kebutuhan dilatasi pada SRPMB



Gambar 19. Kebutuhan dilatasi berdasarkan respon ultimit



Gambar 20. Kebutuhan dilatasi dari respon non-linier dan persamaan 1



Gambar 21. Kebutuhan dilatasi dari respon non-linier dan persamaan 2

Tabel 11. Rekap kebutuhan dilatasi antara bangunan A & B

Metode	Kebutuhan Dilatasi (mm)
ULTIMI	42.43
NL-Pers(1)	35.22
NL-Pers(2)	38.74

Dari tabel rekap kebutuhan dilatasi, perbedaan kebutuhan dilatasi antara ketiga tidak begitu signifikan (20%) dibandingkan dengan kasus SRPMK.

4. KESIMPULAN

Studi kebutuhan dilatasi dengan menggunakan model satu derajat kebebasan dan dengan menggunakan model pegas dari Takeda yang dimodifikasi telah dilakukan. Beban gempa yang digunakan juga telah disesuaikan dengan kurva spectrum respon gempa rencana untuk kondisi tanah sedang. Terdapat tiga kesimpulan penting dari studi ini yaitu:

1. Metode penjumlahan seperti dalam persamaan 1 hanya cocok untuk menentukan waktu benturan, tetapi tidak cocok untuk menentukan kebutuhan dilatasi.
2. Metode ultimit yakni metode transformasi perhitungan deformasi pada kondisi elastik selanjutnya dikalikan dengan faktor pengali C_d/I_e , hanya dapat digunakan dalam kondisi bangunan yang tidak mengalami deformasi inelastik yang besar.
3. Perubahan pola respon bangunan pasca inelastik dapat sangat signifikan. Oleh karena itu kondisi *out of phase* dapat terjadi, serta berpengaruh terhadap kemungkinan terjadi benturan antara bangunan.

DAFTAR PUSTAKA

- [1]. ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for building and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2017
- [2]. UBC-1952, Union Building Code 1952 Vol-1, Pacific Coast Building Official Conference, 1952

- [3]. UBC-1979, Union Building Code 1979, International Conference of Building Official, 1979
- [4]. SNI 1726:2019, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, Badan Standar Nasional Indonesia, 2019
- [5]. Christopher Arnold, and Robert Reitherman, Building Configuration and Seismic Design, John Wiley & Son 1982
- [6]. Gregory L. Cole, Rajesh P. Dhakal and Fred M. Turner, Building Pounding Damage Observed in The 2011 Christ Church Earthquake; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Earthquake Engng Struct. Dyn. 2012; 41:893-913 . Published onlie 30 Agustut 2011 in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/eqe.1164
- [7]. Gregory L. Cole, R.P. Dhakal, A.J. Carr and D.K. Bull, Case studies of observed pounding damage during the 2010 Darfield earthquake, Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society 14-16 April, 2011, Auckland, New Zealand
- [8]. H. S. Lew, E. V. Leyendecker, and R. D. Dijkers, Engineering Aspects of the I 1971 San Fernando Earthquake, Building Science Series 40 Nat. Bur. Stand. (U.S.), Bldg. Sci. Ser. 40, 419 pages, (Dec. 1971) CODEN: BSSNB Issued, December 1971
- [9]. Ivankova Olga, Stellmach Marian, and KonecnaLenka, Dilatation of the High-Rise Building by Inserted Field, Key Engineering Materials, ISSN: 1662-9795, Vol. 738, pp 130-139, doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.738.130 Accepted: 2017-02-10 © 2017 Trans Tech Publications, Switzerland, 2017
- [10]. John A. Blume, Nathan M. Newmark, and Leo H. Corning, Design of Multristory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Prtland Cement Association, 1961
- [11]. K. Fujii and Y. Sakai, Shaking Table Test of Adjacent Building Models Considering Pounding, © 2018 WIT Press, www.witpress.com ISSN: 2046-0546 (paper format), ISSN: 2046-0554 (online), <http://www.witpress.com/journals> DOI: 10.2495/CMEM-V6-N5-857-867
- [12]. Maritza, Mexcico City Earthquake 1985, Polz 499: Politic of disaster, 19 September 1985, <https://politicsofdisaster.wordpress.com/1985/09/19/mexico-city-earthquake-1985/>
- [13]. Masato Motosaka and Kazuya Mitsuji, Building Damage during the 2011 of Pacific Coast of Thohoku Earthquake, The Japanese Geotechniacl Society, Soil and Foundations 2012; 52(5):929-944. Journal homepage: www.elsevier.com/located/sandf.
- [14]. M.G.Shaikh, Hashmi S.Shakeeb, Effect of Seismic Joint in the Performance of Multi-Storeyed L-Shaped Building, IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE), e-ISSN: 2278-1684,p-ISSN: 2320-334X, Volume 10, Issue 1 (Nov. - Dec. 2013), PP 70-77, www.iosrjournals.org
- [15]. Muhammad Noman , Bashir Alam , Muhammad fahad , Khan Shahzada & Muhammad Kamal, Effects of pounding on adjacent buildings of varying heights during earthquake in Pakistan, Cogent Engineering, ISSN: (Print) (Online) Journal homepage: <https://www.tandfonline.com/loi/oaen20>
- [16]. Nupur Saxena, Rahul Ghosh, and Rama Debbarma, Analysis of Seismic Separation Gap between Two Adjacent Reinforced Concrete Buildings, AIP Conference Proceedings 2158, 020002 (2019); <https://doi.org/10.1063/1.5127126> Published Online: 25 September 2019
- [17]. Robert Jankowski, Assessment of Damage Due to Earthquake-Induced Pounding Between the Main Building and the Stairway Tower, Key Engineering Materials Vol. 347 (2007) pp 339-344, © (2007) Trans Tech Publications, Switzerland doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.347.339

- [18]. Robert Jankowski, Sayed Mahmoud, Earthquake-Induced Structural Pounding, Springer International Publishing Switzerland 2015
- [19]. Stephen A. Mahin, Vitelmo V. Bertero, Anil K. Chopra, and Robert G. Collins, Response of The Olive View Hospital Main Building During The San Fernando Earthquake, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 76-22, October 1976
- [20]. Seyed M. Khatami, O. Rezaei Far and S. Karimi, Investigation of pounding based on finite element analyses of two adjacent buildings, considering new equation of motion to measure impact, Journal of Civil Engineering and Construction Technology, Vol. 5(7), pp. 63-75, December, 2014 DOI: 10.5897/JCECT2014.0324 Articles number: 929B10349395 ISSN 1996-0816 ©2014 Copyright © 2014 <http://www.academicjournals.org/JCECT>
- [21]. William C. Stone, Felix Y. Yokel, Mehmet Celebi, Thomas Hanks, and Edgar V. Leyendecker, Engineering Aspects of the September 19, 1985 Mexico Earthquake, U.S. Department of Commerce, National Bureau of standards, May 1897
- [22]. Jeng-Hsiang Lin and Cheng-Chiang Weng, A Study on Seismic Pounding Probability of Building in Taipei Metropolitan Area, Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 25, No. 2, pp. 123-135 (2002)