

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

محاسبه و طراحی مقاومسازی صدمات ناشی از خوردگی در سازه بتنی

حمید اسکندری^{۱*}، امیر پاکزاد^۲

^{۱*}استادیار، گروه عمران دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه حکیم سبزواری .

Hamidiisc@yahoo.com

^۲دانشجوی کارشناسی ارشد، پردیس دانشگاه حکیم سبزواری .

Amir_pakzad2020@yahoo.com

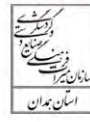
۰۹۱۵۱۱۶۳۰۳۸

چکیده

ترمیم و مقاومسازی به دلیل وجود عوامل مختلف که سبب تخریب و فرسایش سازه‌ها در طول مدت بهره‌برداری آن می‌گردد، از مسائل مهم و کاربردی روز علم مهندسی عمران است، که امکان افزایش عمر مفید سازه را با هزینه‌هایی کمتر از ساخت مجدد آن فراهم می‌کند. در این تحقیق با بررسی روشهای مختلف ترمیم و مقاومسازی سازه‌های بتنی، به محاسبه و طراحی مقاطع برای ترمیم و بهسازی تیر و ستون بتنی، از سازه یک کارخانه نمک، که در اثر خوردگی ظرفیت باربری آن کاهش یافته بود، به سه روش پرداخته و نتایج آن بررسی شد. نتایج این محاسبات نشان می‌دهد که با توجه به امکانات اجرایی و مصالح موجود در هر منطقه می‌توان با انجام این محاسبات راهکار مقاومسازی اجرایی ارائه شده و ظرفیت باربری سازه را تا حد مطوب و موردنظر افزایش داد.

واژه‌های کلیدی: ترمیم، مقاومسازی، بهسازی، سازه بتنی، ظرفیت باربری.

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هکمتانه

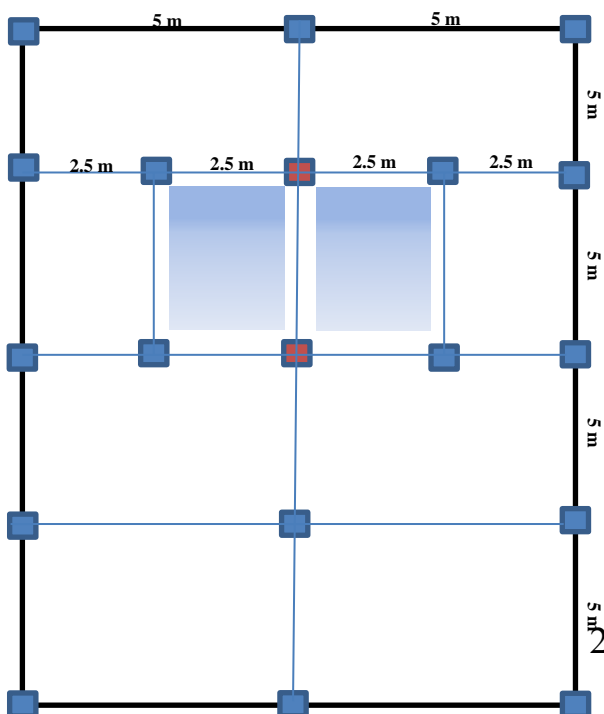
۱- مقدمه

در شرایط مختلف و به دلایل زیادی امکان تخریب سازه‌های مختلف از ساختمان معمولی تا پلها و فرودگاهها وجود دارد، که می‌توان با استفاده از فنون مختلف، آنها را ترمیم نمود و به چرخه بهره‌برداری بازگرداند (Shigeki, 2004, 16). از عوامل مختلفی که می‌تواند در سازه‌ها ایجاد تخریب نماید، می‌توان به بارهای دینامیکی مانند زلزله (Murty, 2005, 27)، که می‌توان به روشهای مختلفی مانند استفاده از میراگرها (Mualla et al, 2002, 3)، (Pasquin et al, 2004, 5)، (Bachmann, 2003, 51) و استفاده از انواع مختلف سازه (Watanabe et al, 2004, 7) اثر آن را بر سازه کنترل نمود. مطالعات آماری بسیار زیادی برای تخمین میزان تخریب حاصله از عوامل مختلف در سازه انجام شده است (Penelis et al, 1988, 4)، و روشهای مختلفی برای ترمیم انواع سازه‌ها خصوصاً سازه‌های بتنی مانند استفاده از تقویت مقاطع، استفاده از تغییرات در پلان و سختی طبقات (Sucuoglu et al, 2004, 5)، استفاده از روشهای مختلف طراحی و مقاوم سازی (ACI 440.3R-04, Kelly, 2001, 51, 32) ارائه شده است. ترمیم و مقاوم‌سازی در اجزای مختلف سازه بتنی مانند تیر و ستون و اتصالات و همچنین در انواع سقفها قابل محاسبه و بررسی است (Moehle, 2000, 7)، که با توجه به آیین‌نامه‌ها و استانداردهای مختلفی، مانند ترمیم سازه‌های بنایی در برابر زلزله (FEMA 307, 306, 1999)، کاهش خطرات دینامیکی بر اجزای غیرسازه‌ای (Fema-74, 1994)، ترمیم داکتها و تاسیسات (FEMA-414, 2004)، ترمیم و مقاوم‌سازی اتصالات جوشی در سازه (FEMA 351, 2000)، ترمیم اجزای فلزی مختلف مورد استفاده (FEMA 353, 2000)، توصیه‌های عمومی برای ترمیم و مقاوم‌سازی سازه‌ها (FEMA 356, 2000)، نیازهای مقاوم‌سازی مکانیکی برای سازه‌ها (FEMA 412, 2002)، نیازهای مقاوم‌سازی الکتریکی

برای سازه (FEMA 413, 2002)، طراحی مقاوم‌سازی، مقاوم‌سازی لرزه‌ای، مقاوم‌سازی عوامل محیطی (FEMA 451, 457, 751) و دیگر استانداردهای موجود و با استفاده از روشهای مختلف مانند استفاده از FRP، افزایش مقطع بتنی، استفاده از تقویت کننده‌های فلزی و روشهای مختلف تقویت اجزای سازه، قابل طراحی و اجرا می‌باشد.

۲- طراحی

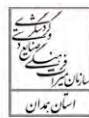
برای معرفی و مقایسه روشهای تقویت سازه‌ها از یک مثال واقعی استفاده شده است. این مثال در واقع طرح



شکل (۱): پلان ستون‌گذاری ساختمان

معماری، عمران و محیط زیست شهری

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

تقویت یک کارخانه نمک است که اجزای سازه آن تحت تاثیر عوامل مختلف حدود ۵۰٪ خورده شده است. این کارخانه دارای پنج طبقه بوده و بر روی بام آن یک بار متمرکز به میزان ۸۰ تن به مساحت مشخصی از آن اعمال شده است. در اینجا روشهای مختلف ترمیم و تقویت سازه بررسی شده و طرح تقویت این سازه آسیب دیده برای تیر و ستونی از این سازه که بیشترین بار را تحمل کرده و بحرانی ترین وضعیت را دارند بر اساس هر یک از این روشها به دست آمده است. شکل ۱ پلان این سازه و همچنین ناحیه بارگذاری بحرانی را نشان می دهد.

۱-۲ طراحی اولیه تیر و ستون

در ادامه فرآیند طراحی یکی از تیرها و ستونهای که دارای شرایط بحرانی میباشند شرح داده شده است.

طراحی اولیه تیر:

ابتدا محاسبه بار مرده و زنده با اعمال ضرایب:

$$P_D = 550 \text{ kg/m}^2 \quad (1)$$

$$P_L = 650 \text{ kg/m}^2$$

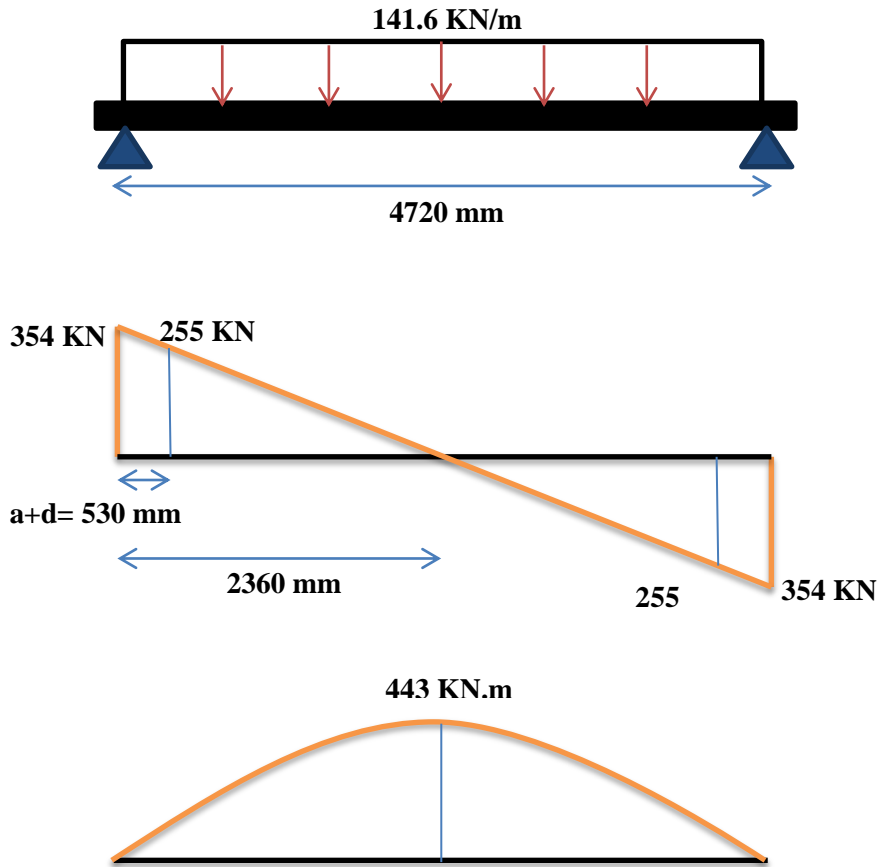
$$P_{extra} = \frac{80000}{25} = 3200 \text{ kg/m}^2$$

$$1.5 * P_L + 1.25 * P_D = 1662 \text{ kg/m}^2$$

$$1.5 * P_L + 1.25 * (P_D + P_{extra}) = 5662 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 5662 * 2.5 = 14155 \text{ kg/m} \quad (2)$$

شکل ۲ بارهای اعمال شده به تیر و نمودار برش و لنگر دهانه مورد نظر را نشان میدهد.



شکل (۲): نمودارهای برش و لنگر تیر مورد نظر

محاسبه عرض موثر دال:

عرض موثر دال برابر با کوچکترین مقدار از مقادیر زیر است:

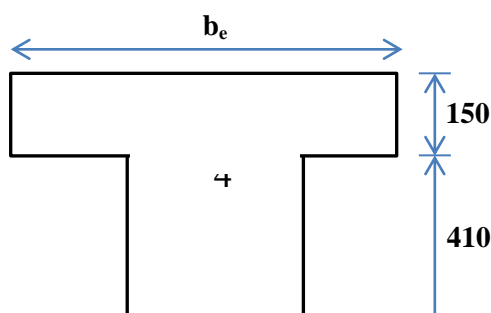
۰/۴ طول دهانه آزاد، ۱۶ برابر ضخامت دال به علاوه عرض جان تیر و فاصله مرکز به مرکز دو تیر مجاور:

$$b_e = \frac{2}{5} * 4720 = 1888 \text{ mm}, \quad 16 * 150 + 400 = 2800 \text{ mm}, \quad 2500 \text{ mm} \quad (۳)$$

که در نتیجه عرض موثر برابر مقدار زیر خواهد بود:

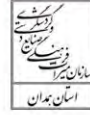
$$b_e = 1888 \text{ mm}$$

مقطع تیر مورد استفاده در شکل ۳ نمایش داده شده است.



معماری، عمران و محیط زیست شهری

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

شکل (۳): مقطع تیر

طراحی برای وضعیت قبل از افزایش بار بر اساس آیین نامه آبا:

$$f_{yd} = \varphi * f_y = .85 * 400 = 340 \text{ MPa} \quad (۴)$$

$$f_{cd} = \varphi * f_c = .6 * 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$A_s = 443 * 10^6 / (340 * (560 - 75)) = 2686 \text{ mm}^2$$

تعیین تقریبی آرماتورها:

$$\text{Use } 4\phi 30, A_s = 4 * 707 = 2828 \text{ mm}^2$$

$$a = 340 * \frac{2828}{.85 * 21 * 1888} = 28.53 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$$

$$A_s = 443 * 10^6 / (340 * (560 - 28.5/2)) = 2388 \text{ mm}^2 \quad (۵)$$

$$A_s = 4 * 707 = 2828 \text{ mm}^2 \text{ O.K.}$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(.0035, .0037)$$

$$\rho_{max} = .6 * .85 * \frac{35}{400} * \frac{600}{600 + 400} = .027$$

$$\rho_{act} = \frac{2828}{560 + 400} = .012 \text{ O.K.}$$

طراحی برای برش:

$$V_u = 255 \text{ KN}$$

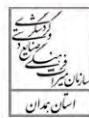
$$v_c = .2 * \varphi_c * \sqrt{f_c} = .71 \text{ MP}$$

$$V_c = .71 * 400 * 560 * 10^{-3} = 159 \text{ KN} = 15.9 \text{ ton}$$

$$V_s = .255 - 159 = 96 \text{ KN} = 9.6 \text{ ton} \quad (۶)$$

معماری، عمران و محیط زیست شهری

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

$$\frac{A_p}{s} = \frac{96 * 10^3}{340 * 560} = .504$$

$$\text{Use } \phi 10, \quad A = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$A_p = 78.5 * 2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{157}{.504} = 311 \text{ mm}$$

از خاموت $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$ تا $1/25$ متر از بر تکیه گاه و از آنجا تا وسط دهانه از خاموت $\phi 10 @ 300 \text{ mm}$ استفاده می کنیم.

$$V_s = \frac{157}{200} * (.85 * 400) * 560 * 10^3 = 149.5 \text{ KN} = 14.9 \text{ ton}$$

$$V_s + V_c = 159 + 149.5 = 308.5 \text{ KN} \quad (7)$$

$$M_u = 2828 * (.85 * 400) * \left(560 - \frac{28}{2}\right) * 10^6 = 524 \text{ KN.m}$$

با توجه به ۵۰٪ خوردگی اجزای سازه برای مقادیر برش و لنگر قابل تحمل برای سازه داریم:

$$M_u = 524/2 = 264 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 149.5/2 = 75 \text{ KN}$$

(۸)

$$\Delta M_u = 524 - 260 = 264 \text{ KN.m}$$

میزان بارهای طراحی و ویژگی‌های مقطع ستون به صورت زیر می باشد:

$$N_d = 4200 \text{ KN}$$

$$N_l = 650 \text{ KN}$$

$$M_E = 220 \text{ KN.m}$$

(۹)

$$A_g = 350 * 350 \text{ mm}^2$$

$$H_{\text{effective}} = 2600 \text{ mm}$$

$$H = 3000 \text{ mm}$$

طراحی اولیه ستون:

محاسبه بار ضریب دار:

$$N_u = \left((1000 + 3200) * 1.25 + 1.5 * 650 \right) + \left(1000 * 1.25 + 1.5 * 650 \right) * 6 \right) * 2.5 * 5 + \frac{80000}{6} = 231 \text{ ton} = 2310 \text{ KN}$$

(۱۰)

کنترل لاغری:

$$K = 1.2, r = .3 * 350 = 105$$

$$\lambda = 1.2 * \frac{2600}{105} = 29 < 30 \quad OK. \quad (11)$$

طراحی آرماتور:

$$N_{r \max} = 0.8[0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$$

$$2310 * 10^3 = .8 * (.85 * .6 * 35 * (350 * 350 - A_{st}) + .85 * 400 * A_{st}) \quad (12)$$

$$A_{st} = 2100 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 14 \phi 14, A_s = 2156 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \phi 10 @ 250 \text{ mm}, A_v = 157 \text{ mm}^2$$

۳- روش‌های بهسازی

برای تحلیل روشهای ترمیم و بهسازی سازه سه روش تقویت با روکش بتنی، تقویت با روکش فولادی و تقویت با FRP برای تیر و ستون مورد بررسی قرار گرفت و طرح مربوط به هر کدام محاسبه و ارائه شد.

۳-۱- تقویت با روکش بتنی

۳-۱-۱- تقویت تیر

در تیرها می‌توان از روکش بتنی در سه و یا چهار وجه آن برای بهسازی و افزایش مقاومت استفاده نمود. با این روش می‌توان ناحیه کششی و فشاری تیر را با روکشهای بتنی جدید تقویت کرد. در ادامه فرآیند تقویت تیر و ستون با استفاده از روکش بتنی شرح داده شده است.

افزایش بار مرده جهت انجام شاکریت:

$$D_{shut} = (1.25 * 2 * .45 + .05 + .5 * .08) * 25 = 2.7 \text{ KN/m}$$

$$\Delta M_u = \left(\frac{2.7 * 25}{8} \right) = 11.12 \text{ KN.m} \quad (13)$$

$$M_u \text{ کل} = 264 + 11.12 = 275.12 \text{ KN.m}$$

تعیین تقریبی آرماتورها:

$$A_s = \frac{276.15}{340 * (630 - 75)} = 1463.4 \text{ mm}^2 \quad (14)$$

$$\text{Use } 3\phi 28, A_s = 1848 \text{ mm}^2$$

تقویت برای برش:

از آنجا که با افزایش بار و عدم عملکرد کامل یکپارچه بین بتن قدیم و جدید، احتما ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرف نظر می‌شود.

$$V_u = 308.5 - 75 = 233.5 \text{ KN} \quad (15)$$

$$V_s = 233.5 + \frac{2.7 * 5}{2} = 240.3 \text{ KN}$$

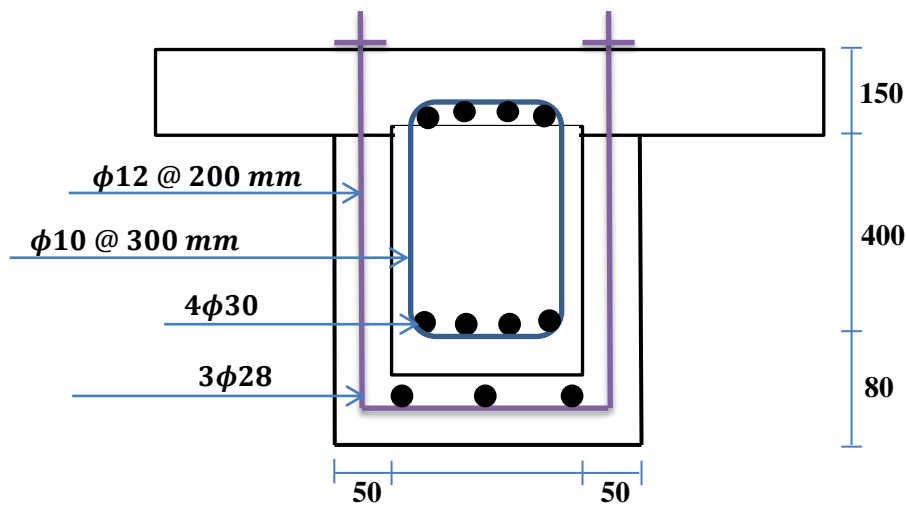
$$\frac{A_v}{s} = \frac{240.3 * 10^3}{.85 * 400 * 630} = 1.122$$

$$S = 200 \text{ mm}$$

$$A_v = 224 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \phi 12 @ 200 \text{ mm}, A_v = 226 \text{ mm}^2 \text{ O.K.}$$

جزئیات تقویت در شکل ۴ نشان داده شده است.



شکل (۴): جزئیات تقویت تیر

۳-۱-۲- تقویت ستون

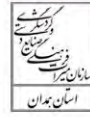
با توجه به خوردگی ۵۰ درصدی، مقادیر نیروی قابل تحمل سازه نصف می‌شود:

$$\frac{N_u}{2} = 1155 \text{ KN} \quad (16)$$

$$1155 * 10^3 = .8 * (.85 * .6 * 35 * (((50 * 350) * 2 + (50 * 450) * 2) - A_{s1})) + .85 * 400 * A_{s1}$$

$$A_{st} = 300 \text{ mm}^2$$

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱

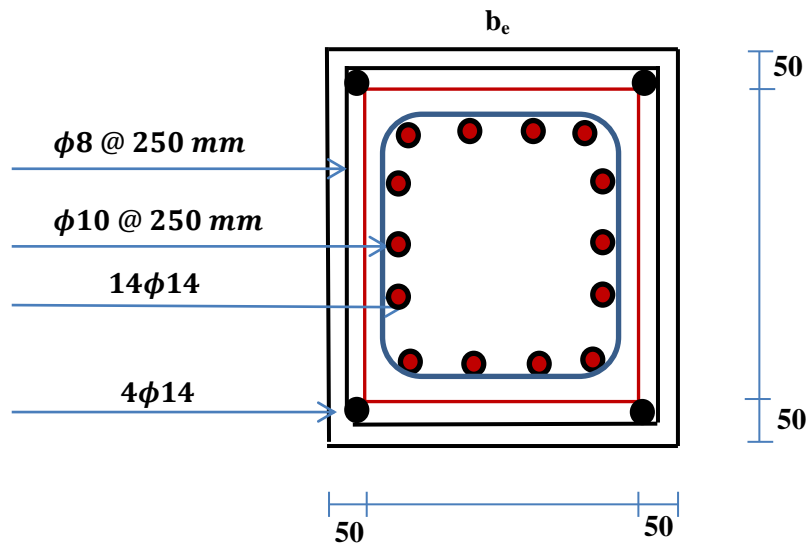


ارزیابان محیط زیست هگمتانه

Use 4 $\phi 14$, $A_s = 616 \text{ mm}^2$

Use $\phi 8 @ 250 \text{ mm}$, $A_v = 101 \text{ mm}^2$

شکل ۵ مقطع نهایی تقویت شده ستون را نمایش می دهد.



شکل (۵): مقطع تعمیر شده ستون

۳-۲- تقویت با روکش فولادی

۳-۲-۱- تقویت تیر

برای تقویت تیرها میتوان ورقهایی به ضخامت کم را با رزین اپوکسی به وجه کششی تیر چسباند. چسباندن ورق به وجه قائم تیرها در نزدیکی تکیه گاهها موجب افزایش ظرفیت برشی و چسباندن ورق به بال تحتانی موجب افزایش ظرفیت خمشی تیر میگردد.

کنترل برش:

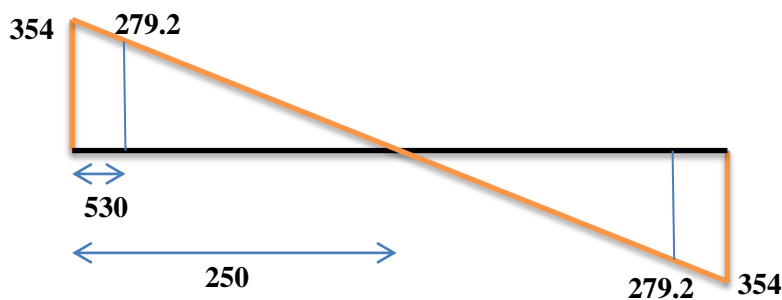
$$V_u = 354 - 74.8 = 279.2 \text{ KN}$$

(۱۷)

ظرفیت برشی موجود:

$$V = 159 + 149.5 = 308.5 \text{ KN}$$

مقدار قوت روی نمودار نیروی برشی برده شده و از آنجا طول لازم برای به دست می آید. این طول از مرکز تکیه گاه به سمت وسط دهانه با احتساب اضافی شدن مقدار d به آن برابر ۲ متر میباشد. شکل ۶ مقدار و محل V_u را نشان میدهد.



شکل (۶): نمودار برش

برای ورق جان از فولاد St37 با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده می شود.

$$t = \frac{V_u}{\phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot d} = \frac{279.2 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 0.6 \cdot 240 \cdot 410} = 5.25 \text{ mm} \quad (18)$$

از ورق ۶*۴۱۰ میلیمتر در طول ۲ متر در دو طرف تیر استفاده میشود.

$$A_v = 2 \cdot 6 = 12 \text{ mm}$$

این ورق توسط پیچ هایی که از سوراخهایی در داخل جان عبور کرده اند، محکم به جان چسبیده میشوند.

تقویت برای خمش:

ابتدا ظرفیت خمشی ۴ میلگرد شماره ۳۰ تعیین میشود:

$$A_v = 2828 \text{ mm}^2 \quad (19)$$

$$a = 28.5 \text{ mm}$$

$$M_u = 524 \text{ KN.m} \cdot 50\% = 262 \text{ KN.m}$$

با استفاده از فولاد St37 با $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ داریم:

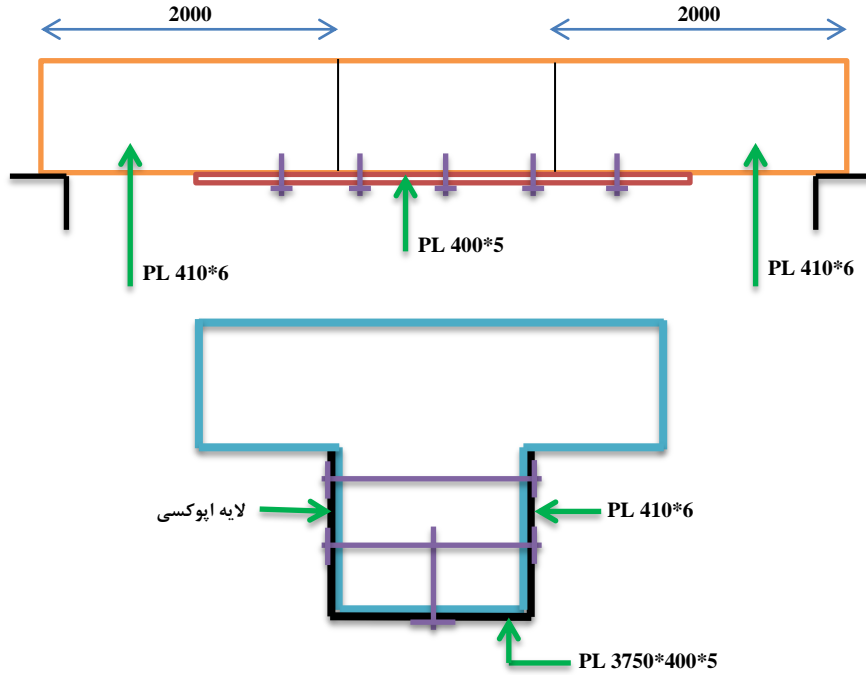
$$\Delta M_u = 443 - 262 = 181 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{\Delta M_u}{F_{yd} \left(d - \frac{t}{2} \right)} = \frac{279.2 \cdot 10^3}{0.85 \cdot 240 (560 - 75)} = 1829 \text{ mm}^2 \quad (20)$$

از ورق ۵*۴۰۰ میلیمتر در زیر سطح تحتانی تیر استفاده میشود.

$$1829 \text{ mm}^2 < 5 \cdot 400 = 2000 \text{ mm}^2 \text{ O.K.}$$

طرح نهایی تقویت در شکل ۷ نمایش داده شده است.



شکل (۷): طرح نهایی تقویت تیر با روکش فولادی

• تقویت با نبشی و رکابی

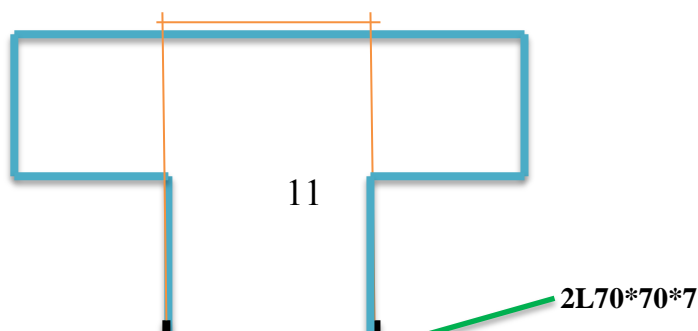
در این روش مقاومت کششی توسط دو نبشی تامین میشود. این نبشها در کنج تیر قرار گرفته و رکابی ها از پایین به نبشی جوش داده میشوند و از بالا نیز به روی بتن سقف کاملاً پیچ شده و مهار میشوند. طراحی برای تقویت خمشی:

$$A_s = \frac{\Delta M_u}{F_{yd} \left(d - \frac{t}{2}\right)} = \frac{279.2 * 10^3}{0.85 * 240 (560 - 75)} = 1829 \text{ mm}^2 \quad (21)$$

از دو نبشی 2L 70*70*7 استفاده می شود

$$A_s = 2 * A(L70 * 70 * 7) = 2 * 940 = 1880 \text{ mm}^2 > 1829 \text{ mm}^2 \text{ O. K.}$$

شکل ۸ مقطع تقویت شده را نشان می دهد.



شکل (۸): مقطع تقویت شده تیر با نبشی و رکابی

تقویت برشی:

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_u}{\phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot d} = \frac{279.2 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 0.6 \cdot 240 \cdot 560} = 3.85$$

$$S = 200 \text{ mm}, A_v = 769 \text{ mm}^2$$

(۲۲)

$$\phi 24 @ 200, A_v = 904 > 769 \text{ mm}^2 \text{ O.K.}$$

تقویت ستون:

محصور نمودن ستون‌های بتنی با روکش فولادی از دیگر روشهای بهسازی لرزه ای ستون های بتنی میباشد. در این روش، مقدار ناچیزی افزایش در ابعاد و وزن ستون به وجود می آید. موثر بودن این روش نیز منوط به سختی مناسب روکش در برابر تغییر شکلهای جانبی بتن می باشد.

حمل نیروی محوری توسط ستون نبشی و حمل لنگر ناشی از بار زلزله به روکش واگذار می شود.

$$M_u = 1.2 \cdot M_E = 264 \text{ KN.m}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_s \cdot f_y \cdot d} = \frac{264 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 240 \cdot 300} = 4314 \text{ mm}^2$$

(۲۳)

مساحت هر نبشی باید $0.5 \cdot 4314 = 2157 \text{ mm}^2$ باشد.

Use L75 * 75 * 8

مشخصات مقطع فولادی به شرح زیر است:

$$A_{steel} = 4 \cdot A_{L75 \cdot 75 \cdot 8} = 4 \cdot 11.4 = 45.6 \text{ cm}^2$$

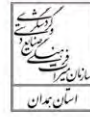
$$I_{steel} = 4 \cdot I_{L75 \cdot 75 \cdot 8} = 4 \cdot \left(59.1 + 11.4 \left(\frac{35}{2} - (2.14 - 0.8) \right)^2 \right) = 12.144 \text{ cm}^4$$

(۲۴)

$$S = \frac{I}{c} = \frac{12144}{\frac{35}{2} + 0.8} = 664 \text{ cm}^3$$

معماری، عمران و محیط زیست شهری

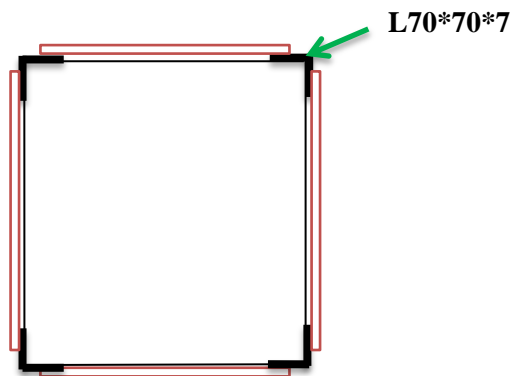
تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{12144}{45.6}} = 16.3 \text{ cm}$$

شکل ۹ طراحی نبشی‌ها روی مقطع ستون را نشان می‌دهد.



شکل (۸): مقطع تعمیر شده ستون با نبشی

۳-۳- تقویت با FRP

۳-۲-۱- تقویت تیر

مشخصات FRP به شرح زیر است:

$$t_f = 1 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$f_{fu}^* = 620 \text{ MP}$$

$$\varepsilon_{fu}^* = 0.015 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$E_f = 3.7 * 10^4 \text{ MP}$$

$$C_E = 0.95$$

$$\psi_f = 0.85$$

(۲۵)

گام ۱- محاسبات FRP:

$$f_{fu} = C_E * f_{fu}^* = 0.95 * 620 = 590 \text{ MP}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E * \varepsilon_{fu}^* = 0.95 * 0.015 = 0.014$$

(۲۶)
(۲۷)

گام ۲- محاسبات اولیه:

(۲۸)

معماری، عمران و محیط زیست شهری

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

$$\beta_1 = 1.05 - 0.05 * \frac{f'_c}{6.9} = 0.8$$

مشخصات بتن:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} = 2.8 * 10^4 \text{ MP}$$

(۲۹)

مشخصات آرماتور:

$$A_s = 4\phi 30 = 2828 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = 0.012 = 1.2\%$$

(۳۰)

مشخصات FRP:

$$A_f = 2 * 300 * 1 = 600 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = \frac{600}{400 * 560} * 100 = 0.27\%$$

(۳۱)

گام ۳- کنترل کرنش موجود در تار تحتانی:

کرنش اولیه با فرض اینکه تیر ترک خورده و در هنگام نصب FRP تنها تحت بار مرده قرار گرفته است.

(۳۲)

$$\varepsilon_{bi} = .00061$$

گام ۴- تعیین کرنش طرح سیستم:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 * \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.94f_u$$

(۳۳)

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 * \sqrt{\frac{35}{2 * 37000 * 1}} = 0.009 < 0.9 * 0.014 = 0.013$$

گام ۵- تعیین تار خنثی:

ارتفاع تار خنثی مساوی 0.2d تخمین زده می شود.

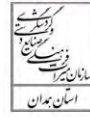
(۳۴)

$$c = 0.2 * 560 = 112 \text{ mm}$$

گام ۶- تعیین کرنش موجود در مصالح FRP:

معماری، عمران و محیط زیست شهری

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

$$\begin{aligned} \varepsilon_{fl} &= 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{fd} \\ \varepsilon_{fl} &= 0.003 \left(\frac{600-112}{112} \right) - 0.00061 = 0.0125 > 0.009 \\ \varepsilon_{fl} &= \varepsilon_{fl} = 0.009 \end{aligned} \quad (35)$$

گام ۷- تعیین کرنش موجود در تراز آرماتور:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fl} + \varepsilon_{bi}) * \left(\frac{d-c}{h-c} \right) = (0.009 + 0.00061) \left(\frac{560-112}{600-112} \right) = 0.0088 \quad (36)$$

گام ۸- تنش در آرماتور و FRP:

$$\begin{aligned} f_s &= E_s * \varepsilon_s < f_y \\ f_s &= 20 * 10^5 * 0.0088 = 1764 > f_y \end{aligned} \quad (37)$$

$$\begin{aligned} f_s &= f_y = 400 \text{ MP} \\ f_{fl} &= E_f * \varepsilon_{fl} = 3.7 * 10^4 * 0.009 = 333 \text{ MP} \end{aligned}$$

گام ۹- کنترل روابط تعادل:

$$\begin{aligned} c &= \frac{A_s f_s + A_f f_{fl}}{\alpha_1 f'_c \rho_1 b} = \frac{2828 * 400 + 600 * 333}{0.085 * 35 * 0.88 * 400} = 140 \text{ mm} \\ c &= 140 \text{ mm} \neq 112 \text{ mm} \end{aligned} \quad (38)$$

باید مقدار C اصلاح شده و مراحل تا زمانی که رابطه تعادل برقرار شود باید تکرار گردد:

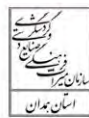
$$\begin{aligned} c = 140 \text{ mm} &\rightarrow \varepsilon_{fl} = 0.0092 > 0.009 \rightarrow \varepsilon_{fl} = 0.009 \\ \varepsilon_s &= 0.008, f_y = 400 \rightarrow f_{fl} = 333 \\ \varphi M_u &> M_u \\ \varphi M_u &= 0.9 \left[2828 * 400 \left(560 - \frac{0.8 * 140}{2} \right) + 0.85 * 600 * 33 \left(600 - \frac{0.8 * 140}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (39)$$

۳-۲- تقویت ستون

الیاف GFRP (کربن-اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم

معماری، عمران و محیط زیست شهری

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

$$f_{frpu} = 2400 \text{ MPa}, t_{frp} = 0.36 \text{ mm}, \quad (40)$$

$$\phi_{frp} = 0.85 * 0.95 = 0.81,$$

$$E_{frpu} = 7 * 10^4 \text{ MPa}$$

محاسبات:

بررسی لاغری ستون:

$$\frac{l_u}{h} \leq \frac{7.5}{\sqrt{\frac{N_u}{f_c A_g}}} \quad (41)$$

$$\frac{2600}{350} = 7.43 < \frac{7.5}{\sqrt{\frac{2310 * 10^3}{35 * 122500}}} = 10.2 \text{ O.K.}$$

محاسبه مقاومت مورد نیاز بار وارده در بتن محصور شده:

$$f_{cc} = \frac{(\frac{N_u}{0.8} - \phi_s f_y A_{st})}{0.85 \phi_c (A_g - A_{st})} \quad (42)$$

$$f_{cc} = \frac{(\frac{2310 * 10^3}{0.8} - 0.85 * 400 * 2100)}{0.85 * 0.6(122500 - 2100)} = 35.4$$

محاسبه نسبت حجمی مقاومت:

$$\omega_w = \frac{(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1)}{\alpha_{pc}} = \frac{(\frac{35.4}{35} - 1)}{1} = 0.01 \quad (43)$$

محاسبه فشار محصور شدگی مورد نیاز:

$$f_{lfrp} = \omega_w \phi_c f_c \quad (44)$$

$$f_{lfrp} = 0.01 * 0.6 * 35 = 0.21 \text{ MPa}$$

محاسبه تعداد لایه FRP مورد نیاز:

$$N_b = \frac{f_{lfrp} b h}{2 \phi_{frp} f_{frpu} \varepsilon_{frp} t_{frp} (b+h)} \quad (45)$$

$$N_b = \frac{0.21 * 350 * 350}{2 * 0.81 * 70 * 10^3 * 0.002 * 0.36(350 + 350)} = 0.45$$

از ۱ لایه استفاده می کنیم.

محاسبه مقاومت فشاری ضریبدار ستون محصور شده با FRP:

$$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} E_{frp} \epsilon_{frp} t_{frp} (b + h)}{bh}$$

$$f_{lfrp} = \frac{2 * 1 * 0.64 * 70 * 10^3 * 0.002 * 0.36(350 + 350)}{350 * 350} = 0.37 MPa$$

$$\omega_w = \frac{f_{lfrp}}{\phi_{fc}} = \frac{0.37}{0.6 * 35} = 0.017$$

(۴۶)

$$f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{pc} \omega_w)$$

$$f_{cc} = 35(1 + 0.017) = 35.6 MPa$$

$$N_{rmax} = 0.8[0.85 \phi_c f_{cc} (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$$

$$N_{rmax} = 2.32 * 10^6 N = 2320 KN$$

نتیجه گیری

-۴

برای محاسبات و شیوه ترمیم و مقاوم سازی سازه‌ها در مقابل عوامل مختلفی که سبب ایجاد خسارت و صدمه به آن می‌شود، برای مقاطع مختلف سازه در هر کدام از انواع سازه‌های فولادی و بتنی روشهای مختلفی وجود دارد که با توجه به شرایط هر مساله مطالعاتی می‌توان از هر کدام از آنها استفاده کرد. عوامل مختلفی در ایجاد صدمه به سازه‌ها نقش دارند که یکی از مهمترین صدمه‌های سازه، خوردگی اجزای بتنی و میلگردها و به تبع آن کاهش ظرفیت باربری می‌باشد. این مساله ممکن است در شرایط مختلفی مانند سازه‌های دریایی و سازه‌های مورد استفاده در شرایط محیطی بسیار شدید ایجاد می‌گردد. یکی از سازه‌هایی که مورد حمله شدید نمک و خوردگی قرار می‌گیرد، سازه کارخانه تولید نمک می‌باشد، لذا ارائه روشهای ترمیم و مقاوم‌سازی برای این سازه‌ها می‌تواند مفید باشد.



معماری، عمران و محیط زیست شهری

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

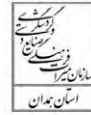


شکل (۹): نمونه‌ای از نمای سازه کارخانه‌های نمک و جانمایی تیر و ستونها

روشهای استفاده از روکش بتنی، روکش فولادی و روکش FRP روشهای مناسب اجرایی برای ترمیم این سازه‌ها هستند که هر کدام می‌تواند با توجه به شرایط و محل سازه مورد استفاده قرار گیرد. استفاده از راهبردهای مختلف ترمیم و مقاوم سازی کلی و موضعی با نحوه صحیح محاسبات می‌تواند موجب بهبود عملکرد سازه با صرف هزینه‌هایی به مراتب کمتر از ساخت مجدد گردد. در روند تحلیل و محاسبه بایستی به تخمین میزان تخریب انجام شده در سازه و سپس به محاسبات و تعیین روش ترمیم آن، توجه گردد که این مساله می‌تواند منجر به دقت پایش طرح شود.

۵- مراجع

1. ACI 318-08 (American Concrete Institute), (2011); *Building Code Requirements for Structural Concrete and*
2. ACI 440.3R-04, (2004); *Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.*
3. ACI Committee, American Concrete Institute, & International Organization for Standardization. (2008); *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary.* American Concrete Institute.
4. Bachmann, H. (2003); *Seismic Conceptual Design of Buildings: Basic Principles for Engineers, Architects, Building Owners, and Authorities.* [orders:] BBL, Vertrieb Publikationen.
5. Building, S. R. O. (2000); *Global Topics report on the pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.*
Commentary
6. Council, B. S. S. (2000); *Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.* Report FEMA-356, Washington, DC.



7. FEMA 306, (1999); *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: basic*
 8. FEMA 307, (1999); *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Technical Resources. Applied Technology Council. Redwood City, CA.*
 9. FEMA 351, (2000); *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel*
 10. FEMA 353, (2000); *Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-*
 11. FEMA 454, (2006); *Designing for Earthquakes, a Manual for Architects, December.*
 12. FEMA 751, (2009); *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples,*
 13. FEMA-412 (2002); *Installing seismic restraints for mechanical equipment.*
 14. FEMA-413 (2004); *Installing seismic restraints for electrical equipment.*
 15. FEMA-414 (2004); *“Installing seismic restraints for duct and pipe”*
 16. FEMA451(2006); *“NEHRP Recommended Provisions: Design Examples”, Chapter 13.*
 17. Fema-74 (1994); *Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage .*
- Frame Construction for Seismic Applications.*
18. Kelly, T. E. (2001); *Base isolation of structures: design guidelines. Holmes Consulting Group Ltd, New Zealand.*
 19. Kelly, T. E. (2001); *In-structure damping and energy dissipation. Design guidelines. Holmes Consulting Group.*
 20. Moehle, J. P. (2000); *State of research on seismic retrofit of concrete building structures in the US. In US-Japan symposium and workshop on seismic retrofit of concrete structures.*

Moment-Frame Buildings

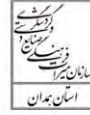
21. Mualla, I. H., Nielsen, L. O., Belev, B., Liao, W. I., Loh, C. H., & Agrawal, A. (2002); *Performance of Friction-Damped Frame Structure: Shaking Table Testing and Numerical Simulations. In 7th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, USA.*
22. Murty, C. V. R. (2005); *Earthquake Tips: Learning earthquake design and construction. National Information Center of Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur.*
23. Pasquin, C., Leboeuf, N., Pall, R. T., & Pall, A. S. (2004); *Friction dampers for seismic rehabilitation of Eaton's building, Montreal. In 13th world conference on earthquake engineering.*
24. Penelis, G. G., Sarigiannis, D., Stavrakakis, E., & Stylianidis, K. C. (1988); *A statistical evaluation of damage to buildings in the Thessaloniki, Greece, earthquake of June, 20, 1978. In Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering (Tokyo-Kyoto, Japan.*

procedures manual. applied technology council. Redwood City, CA.

25. Sucuoglu, H., Gür, T., & Günay, M. S. (2004); *Performance-based seismic rehabilitation of damaged reinforced concrete buildings. Journal of Structural Engineering, 130(10), 1475-1486.*

معماری، عمران و محیط زیست شهری

تاریخ: ۹۳/۰۳/۰۱



ارزیابان محیط زیست هگمتانه

26. Unjoh, S. (2004); *Seismic retrofit of highway bridges. Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 4(3).
27. Watanabe, F., Miyazaki, S., Tani, M., & Kono, S. (2004); *Seismic strengthening using precast prestressed concrete braces. In The 13th World Conference on Earthquake Engineering*.