



## مروری بر رفتار سد خاکی تحت حرکات زلزله

واحد قیاسی<sup>۱\*</sup>، مهران اعظمی<sup>۲</sup>

<sup>۱\*</sup> استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران (v.ghiasi@malayeru.ac.ir)

<sup>۲</sup> کارشناسی مهندسی عمران، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

(تاریخ دریافت مقاله: ۱۴۰۱/۰۲/۱۲، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۱/۰۵/۰۶)

### چکیده

در این مقاله مروری، به بررسی رفتار سدخاکی تحت حرکات زلزله می پردازیم. سد های خاکی هنگامی که در معرض حرکت زمین لرزه قوی قرار می گیرند عملکرد رضایت بخشی دارند به طور معمول عملکرد آنها تقریبا به ماهیت خاک استفاده شده برای سازه مربوط است. بیشتر سد های خاکی خوب ساخته شده قادر به ارتعاش قابل توجه زلزله بدون اثرات زیان بارند. سد های ساخته شده از مواد رسی فشرده بر روی فوندانسیون های رسی یا سنگ بستر حرکت قوی زمین را تحمل کردند. در مقایسه خاکریز های قدیمی تر ساخته شده روی مواد شنی یا از ماسه ها یا سیلت ها با تراکم ناکار آمد و همچنین سد های باطله همگی تقریبا موارد مشخصی از شکست هارا نشان دادند که در اصل ناشی از قابلیت روانگرایی این مواد بود. بنابراین سدها یکی از انواع سازه های هیدرولیکی در این دوره محسوب می شوند و سدهای باطله پرخطرناکترین انواع سدهای خاکی می باشند. هر چه تجهیزات و وسایل دقیقتر و بادوام لازم در حین ساخت و بهره برداری از سد بکار گرفته شود، تغییر شکل کمتری در سد ایجاد شده و قابل کنترل تر می گردد. استفاده از دانش روز و بهره گیری از تجربیات ساخت و نگهداری از سد می تواند به مدیریت بهینه سد در حین ساخت و بهره برداری کمک شایانی بنماید. سد های خاکی در مقایسه با سدهای بتنی دارای انعطاف بهتری برای پذیرش بار دینامیکی ناشی از نیروی زلزله داشته باشد.

### کلمات کلیدی

سد خاکی، زلزله، رفتار لرزه ای، آب.



# An Overview of Earth Dam behavior Under Earthquake Movements

Vahed Ghiasi <sup>1\*</sup>, Mehran Azami <sup>2</sup>

<sup>\*1</sup> Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Malayer University, Malayer, Iran (v.ghiasi@malayeru.ac.ir)

<sup>2</sup> Bs.c., Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Malayer University, Malayer, Iran

(Date of received: 02/05/2022, Date of accepted: 28/07/2022)

## ABSTRACT

*In this review article, we examine the behavior of earthen dams under earthquake movements. Earthen dams perform satisfactorily when exposed to strong earthquakes. Their performance is usually related to the nature of the soil used for the structure. Most well-constructed earthen dams can significantly vibrate the earthquake without damaging effects. Dams made of compacted clay materials on clay foundations or bedrock withstood strong ground movement. Compared to older embankments built on sandy materials or of sand or silt with inefficient density and tailings dams, all of them showed almost some instances of failure, which was initially due to the liquefaction capability of these materials. They are considered a type of hydraulic structure in this period, and tailings dams are the most dangerous types of earth dams. The more accurate and durable equipment and tools are used during the construction and operation of the dam, the minor deformation is created in the dam, and the more controllable it becomes. Utilizing up-to-date knowledge and benefiting from the construction and maintenance experiences of the dam can help the optimal management of the dam during construction and operation. Earth dams have better flexibility to accept the dynamic load due to earthquake force than concrete dams.*

## Keywords:

*Earth dam, Earthquake, Seismic behavior, Water.*



## ۱- مقدمه

در این بخش به بررسی تحقیقات گذشته در خصوص رفتار سدهای خاکی تحت حرکات زلزله پرداخته می‌شود [۱-۴]. در اکتبر سال ۲۰۰۰، انجمن سدهای آمریکا مشاهدات عملکردی سدها تحت زلزله را منتشر کرد [۵-۱۰]. از آن به بعد چندین زلزله شامل سه رکورد با شدت مرکالی هشت ریشتر و بالاتر بر روی بعضی از سدها اعمال شده است. مهمترین رخدادها به شرح زیر می‌باشند.

- ۶ اکتبر سال ۲۰۰۰ در منطقه توتوری غربی ژاپن به شدت ۷/۶ ریشتر
- ۱۶ ژانویه سال ۲۰۰۱ در منطقه بهوج هند به شدت ۷/۷ ریشتر
- در ۲۳ اکتبر سال ۲۰۰۴ در منطقه میانی نیگاتا ژاپن به شدت ۶/۶ ریشتر
- در ۳۵ مارس سال ۲۰۰۷ در منطقه توتو هاتو ژاپن به شدت ۹/۶ ریشتر
- در ۱۴ ژوئن سال ۲۰۰۸ در منطقه ایوات میاجی نایرکو ژاپن به شدت ۹/۶ ریشتر
- در ۱۲ می سال ۲۰۰۸ در منطقه ونچوان چین به شدت ۸ ریشتر
- ژانویه سال ۲۰۰۹ در کشور کاستاریکا به شدت ۳/۶ ریشتر
- فوریه سال ۲۰۱۰ در کشور شیلی به شدت ۸/۸ ریشتر
- مارس سال ۲۰۱۱ در منطقه توهوگو ژاپن به شدت ۹ ریشتر

این رخدادها سبب اطلاعات اضافی مهمی با توجه به عملکرد لرزه ای در سدها گردید. این گزارش دنباله گزارشات قبلی و در بر گیرنده حدود دو هزار مقاله منتشر شده تا سال ۱۹۹۲ می باشد. این مجموعه شامل ۱ مطالعه موردی سدها تحت لرزه های متوسط تا قوی می باشد. مقدمه ای از دو هزار مقاله انتشار یافته در پارگراف های بعدی توضیح داده شده و عملکرد لرزه ای سدها تحت تعدادی از زلزله های اخیر بررسی خواهد شد [۱۱]. (انجمن سدهای آمریکا ، ۱۹۹۹). از نقطه نظر تاریخی، تعداد معدودی از سدها تحت اثر زلزله بطور عمده خسارت دیده اند. تنها حدود دوازده سد در دنیا بطور کامل تحت اثر زلزله شکسته و خراب شده اند. این سدها از نوع سدهای باطله (ناشی از دفن زباله) یا سدهای هیدرولیکی نسبتا قدیمی، کوچک و خاکریزهایی با طراحی نامطلوب بودند. همچنین حدود دوازده سد دیگر هم تحت زلزله دچار آسیب دیدگی شدید شده بودند که خاکریز یا سدهای وزنی بتنی با ارتفاع های قابل توجه در این گروه قرار داشتند. چندین سد خاکی نیز نزدیک شدن به گسیختگی کلی را تجربه کردند [۱۲]. امروزه در آمریکا طبق ارزیابی موسسه ارتش آمریکا در سال ۲۰۱۰، بیش از ۶۲۶۹ سد بزرگتر از ۱۵۵ متر و ۱۶۶۶ سد بزرگتر از ۳۳۰ متر و بیش از ۴۶۹ سد بزرگتر از ۶۶۰ متر وجود دارند. طبق این آمار و حتی تعداد سدهای دنیا که سدهای آمریکا قسمتی از آن است، تعداد شکست ها و به خطر افتادن سازه سدها بسیار کم می باشد. به جز چند مورد از سدهای شناخته شده بقیه موارد تحت زلزله طراحی با توجه به آیین نامه پارامترهای لرزه ای سدها در سال ۱۹۹۹ که توسط انجمن سدهای بزرگ آمریکا، تحت نیروی لرزه ای تست نشده بودند و تعداد کمی از سدها تجربه خسارت قابل توجه را در بر داشتند. گزارش فعلی در برگیرنده سدهای تاریخی آراتوزاوا، کونونتو ویجو، ایشیبوچی و شاپای می باشد که تحت زلزله طراحی ایستادگی نمودند و هیچ خسارتی را متحمل نشدند. یک لیست بروز شده از سدهایی که لرزه های قابل توجهی را تجربه کرده اند در جدول ۱ ارائه شده است. این جدول شامل مکان لرزه، پارامترهای اصلی لرزه ای، اندازه و نوع سد، مسافت تا مرکز زلزله و شدت آسیب وارده در صورتی که گزارش شده باشد، می باشد. در جدول ۲ هم اصطلاحات بکاررفته شده در جدول ۱ شرح داده شده است [۱۳، ۱۴]. (موسسه ارتش آمریکا ، ۲۰۱۰). انجمن سدهای بزرگ آمریکا ، ۱۹۹۹). در این مقاله به مروری بر رفتارهای سدهای خاکی تحت باز زلزله در کشور های مختلف مورد بررسی قرار خواهد گرفت.



جدول ۱: سدهایی که لرزه قابل توجهی را تجربه کرده اند (انجمن سدهای امریکا، ۱۹۹۹).

ردیف	نام سد	کشور	نوع	عمق زلزله فونت ft	نام زمین لرزه	تاریخ وقوع			بزرگی زلزله ریشتر با مرکالی	فاصله (km)	میزان آسیب
						۳۱	اگوست	۱۸۸۸			
۱	AUQUSTA	جورجیا	E	-	کارلستون	۳۱	اگوست	۱۸۸۸	۷	۱۸۰	شکست
۲	STEHENSON CREEK	کالیفرنیا	M	-	سان فرانسیسکو	۱۲	جولای	۱۸۹۴	-	۶۴	کم
۳	OSAN ANDREAS	کالیفرنیا	E	۲۸	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	-	کم
۴	NSAN ANDREAS	کالیفرنیا	E	۹۶	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	-	کم
۵	LAKE RANCH	کالیفرنیا	E	۲۸	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	-۲۱	متوسط
۶	BEAR QULCH	کالیفرنیا	E	۴۵	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۳/۳	بدون آسیب
۷	PILARCTTOS	کالیفرنیا	E	۱۰۲	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۳/۳	بدون آسیب
۸	SARATOQA	کالیفرنیا	E	-	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۰/۱	متوسط
۹	U.HOWELL	کالیفرنیا	E	۲۸	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۰/۲	متوسط
۱۰	L.HOWELL	کالیفرنیا	E	۳۶	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۰/۳	متوسط
۱۱	CROCKER	کالیفرنیا	E	۴۵	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۲	بدون آسیب
۱۲	BLIRLLNGAME	کالیفرنیا	E	۳۴	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۱/۴	بدون آسیب
۱۳	EMERALDLAKE NO.1	کالیفرنیا	E	۵۷	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۲/۳	بدون آسیب
۱۴	CROCKER	کالیفرنیا	E	۴۷	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۳	بدون آسیب
۱۵	MOTRE DASLE	کالیفرنیا	E	۵۰	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۴/۴	بدون آسیب
۱۶	U.CRYSTAL SPARINGS	کالیفرنیا	E	۷۵	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۰	متوسط
۱۷	L.CRYSTAL SPRINGS	کالیفرنیا	GA	۱۲۷	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۰/۲	بدون آسیب
۱۸	SEARSVILLE	کالیفرنیا	GA	۶۴	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۶۰	بدون آسیب
۱۹	LAGLNTA	کالیفرنیا	E	۱۵	سان فرانسیسکو	۱۹	آوریل	۱۹۰۶	۸/۳	۶/۴	بدون آسیب



بدون آسیب	۸	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۲۸	E	کالیفرنیا	BELVEDRE	۲۰
بدون آسیب	۸	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۱۷	E	کالیفرنیا	U.MOLNT BASLAN	۲۱
بدون آسیب	۴۵/۲	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۲۸	E	کالیفرنیا	LAGLNTAS	۲۲
بدون آسیب	۱۹/۲	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۵۰	E	کالیفرنیا	COWELL	۲۳
بدون آسیب	۲۸/۸	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۹۳	E	کالیفرنیا	ESTATES	۲۴
بدون آسیب	۲۸/۸	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۲۰	E	کالیفرنیا	BEKRRYMAN	۲۵
بدون آسیب	۳۰/۴	۸/۳	۱۹۰۶	اوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۲۱	E	کالیفرنیا	SUMMIT	۲۶
بدون آسیب	۴۰	۸/۳	۱۹۰۶	اوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۱۲۵	E	کالیفرنیا	CHABOT	۲۷
بدون آسیب	۴۱/۶	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۲۰	E	کالیفرنیا	PACIFIC GROVE	۲۸
بدون آسیب	۳۵/۲	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۲۵	E	کالیفرنیا	LAKE RALPHINE	۲۹
کم	۲۹	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۱۰۵	E	کالیفرنیا	TEMESCAL	۳۰
بدون آسیب	۳۷	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۱۲۵	E	کالیفرنیا	U.SAN LEANDRO	۳۱
کم	۴۰	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۵۲	E	کالیفرنیا	PIEDMONT NO.1	۳۲
بدون آسیب	۴۴/۸	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۴۶	E	کالیفرنیا	PORT COSTA	۳۳
بدون آسیب	۴۴/۸	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۶۰	E	کالیفرنیا	PORREST LAKE	۳۴
بدون آسیب	۵۱/۲	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۵۰	E	کالیفرنیا	LAKE HERMAN	۳۵
بدون آسیب	۵۱/۲	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۵۰	E	کالیفرنیا	L.ST HELENA	۳۶
بدون آسیب	۵۱/۲	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۵۰	E	کالیفرنیا	U.ST HELENA	۳۷
بدون آسیب	۵۲/۸	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۴۰	E	کالیفرنیا	LAKE CAMILLE	۳۸
بدون آسیب	۵۹/۲	۸/۳	۱۹۰۶	آوریل	۱۹	سان فرانسیسکو	۸۴	E	کالیفرنیا	LAKE PREY	۳۹
شکست	۰	۵/۳	۱۹۱۵	ژوئن	۲۲	امپریال	۱۲	E	مکزیک	VOLCANO LAKE	۴۰



بدون آسیب	۲۴	۶	۱۹۱۶	اکتبر	۲۲	امپریال	۰	E	کالیفرنیا	FAIRMONT	۴۱
-----------	----	---	------	-------	----	---------	---	---	-----------	----------	----

جدول ۲: اصطلاحات به کار برده شده در جدول ۱ (انجمن سدهای آمریکا، ۱۹۹۹).

نماد	اصطلاح	معنا
CA	Concrete Arch	سد قوسی بتنی
GA	Concrete Gravity Arch	سد قوسی وزنی
MA	Multiple Concrete Arch	سد بتنی چند قوسی
CAB	Concrete Arch Buttress	سد بتنی قوسی پایه دار
CG	Concrete Gravity	سد بتنی وزنی
نماد	اصطلاح	معنا
CGB	Concrete Gravity Buttress	سد بتنی وزنی پایه دار
M	Masonry	سد با مصالح بنایی
E	Earthfill	سد خاکی
COMP	Composite (fill/concrete)	سد ترکیبی
ECRD	Earth Core Rockfill	سد با هسته خاکی
CFRD	Concrete Face Rockfill	سد با رویه بتنی
HF	Hydraulic Fill	سد هیدرولیکی
T	Tailings	سد باطله

۲- عملکرد سدهای خاکی تا سپتامبر سال ۲۰۱۲

طبق گزارش اداره ریاست کل منطقه غرب توتوری ژاپن، زلزله ای به قدرت ۶/۷۰ ریشتر در ساعت ۱:۳۰ بعد از ظهر در ۶ اکتبر سال ۲۰۰۰ میلادی در عمق کانونی ۱۱/۳۰ کیلومتر به عرض جغرافیایی ۳۵ درجه و ۱۶/۵۰ دقیقه شمالی و طول جغرافیایی ۱۳۳ درجه و ۲۱ دقیقه شرقی اتفاق افتاد. خوشبختانه هیچ شخصی کشته نشد و فقط ۱۳۲ نفر مجروح شدند و ۲۸ خانه کاملاً تخریب و ۸۲ خانه هم به صورت نیمه خراب شد و تعداد ۵۰۵۰ خانه هم دچار آسیب های جزئی شدند. پس لرزه های زیادی اتفاق افتاد، بطوریکه مهم آنها یک پس لرزه با قدرت ۵ ریشتر و سه پس لرزه با قدرت بیشتر از ۴ ریشتر بود. پس از زلزله، تعداد ۱۸۰ سد تحت بازرسی و نظارت قرار گرفت و ۱۸ سد خاکی کوچک هم متحمل حداقل آسیب شده بود. در مورد سدهای بتنی هم سه سد وزنی عملکرد خیلی خوبی را از خود به نمایش گذاشتند. (اداره ریاست کل منطقه غرب توتوری ژاپن، ۲۰۰۰). در ۲۳ اکتبر سال ۲۰۰۴ هم زلزله ای به شدت ۶/۸۰ ریشتر در منطقه چنوستو ژاپن رخ داد که سبب کشته شدن ۴۰ نفر شد و تعداد بسیاری زمین لغزش و رانش در خاکریزهای مصنوعی را پدید آورد. در این زلزله شتاب حداکثر برابر با ۱/۵۰ تا ۱/۸۰ برابر شتاب ثقل زمین توسط شبکه شتابنگاری ژاپن گزارش شده بود تعداد زیادی پس لرزه در مدت یک هفته پس از زلزله ثبت گردید. تعدادی از سدهای خاکی با کاربری آبیاری و همچنین با کاربری برقابی در حین این زلزله آسیب دیدند. طبق گزارش یاسودا و همکارانش در سال ۲۰۰۴، در زمان زلزله با توجه به فصل خشک منطقه سرویس دهی آبیاری سبب خالی بودن سد از آب بود. اما در مورد سدهای برقابی از جمله ستهای یاماموتو شین یاماموتو و آساگاوارا که در ۶۵ و ۲۲ کیلومتری از مرکز زلزله واقع شده بودند، خسارت متوسط و بدون تهدید آمیزی را متحمل شدند. در این واقعه، ۸ سد آبیاری مورد نظارت و بازرسی قرار گرفت. [۱۵، ۱۶] (شبکه شتابنگاری ژاپن. یاسودا و همکاران، ۲۰۰۴) در ۱۴ جون سال ۲۰۰۸ زلزله ۶/۹۰ ریشتری در منطقه ایوات میاجی نابریکو در شمال ژاپن بوقوع پیوست. شدت زلزله بسیار زیاد بود بطوریکه لرزه ای با قدرت ۴ برابر شتاب ثقل زمین تولید شده بود. ۲۳ نفر کشته و ۲۰۰ نفر هم مجروح شده بودند و تعداد ۲۰۰۰



ساختمان هم آسیب دیده بود. زلزله در یک منطقه کوهستانی کم جمعیت رخ داده بود و بنابراین تعداد ساختمانهای گزارش شده نسبت به شتاب فوق العاده بزرگی که ذکر شد بسیار کم بود. با این حال تعدادی زمین لغزش و گسیختگی خاکریزها مشاهده و سبب بسته شدن راههای کوهستانی شده بودند. تعداد ۱۳۴ سد مورد بازرسی قرار گرفت و تعداد ۱۲ سد هم خسارت دیده گزارش شدند اما خسارات بسیار جدی نبود. طبق گزارش با ما گوچی و همکارانش در سال ۲۰۰۸، سد آراتوزوا با ارتفاع ۸۱ متر با شتاب حداکثری برابر با  $1/0.3$  گرم فقط اندکی خسارت دید [۱۷]. یک زمین لغزش سنگینی به درون سد در جبهه شمالی رخ داد و منجر به سرریز شدن آب از روی سرریز شد. سد ایشیوچی با رویه بتنی شدیداً لرزید اما خسارت حداقلی را متحمل شد. سد ماساواتا با ارتفاع ۳۸ متر با عرض تاج ۱۰ متر و عرض پایه ۲۲۳ متر با رشد کم جلبکها در شیب مخزن و حجم کم آب در هنگام زلزله روبرو شد. این سد با نشست  $1/55$  متری در تاج سد و قسمت بالادست مواجه شد. در هر دو سمت تاج سد گارد آهنی نصب شده خم و از محور خارج شد، ترکهای عرضی در کف خیابان تاج سد مشاهده شد. طبق گزارش کایان و همکارانش در سال ۲۰۰۸، نشست بین سرریز و خاکریز مجاورش بین ۱۰ تا ۲۰ سانتی متر و نامنظم مشاهده شد. سد کودا با ارتفاع  $47/50$  متر در منطقه شمال غربی میاجی واقع در بستر رودخانه ناگاساکی، یک سد خاکی با هسته رسی و پوسته های سنگریزه ای در سال ۲۰۰۵ تکمیل شده است. شیب بالادست  $2/8$  به ۱ و شیب پایین دست هم ۲ به ۱ می باشد. هسته رسی هم دارای ۱۰ متر عرض در تاج سد و  $46/66$  متر در پایه می باشد و سد در فاصله ۳۲ کیلومتری از مرکز زلزله قرار داشت. شدت خسارت حداقلی گزارش شد و حداکثر نشست در تاج سد برابر با  $1/25$  تا  $2/50$  سانتی متر بود و پایین دست هم ۵ سانتی متر حرکت داشت اما در سطح یا کف تاج هیچ ترک مشاهده نشد. طبق گزارش پاناگوچی و همکارانش در سال ۲۰۰۸ و همچنین کایان و همکارانش در سال ۲۰۰۸، نشست ۹۰ لیتر بر دقیقه قبل از زلزله به مقدار ۱۹۰ لیتر بر دقیقه پس از لرزه رسید که حدوداً دو برابر شده بود [۱۸، ۱۹]. (پاناگوچی و همکاران، کایان و همکاران، پاناگوچی و همکاران، ۲۰۰۸) در ۸ ژانویه سال ۲۰۰۹ هم زلزله ای به شدت  $6/10$  ریشتر در کاستاریکا رخ داد و مرکز زلزله در شمال کشور در حدود ۲۰ کیلومتری شمال به شمال غربی شهر سن جوز قرار داشت. خسارت هایی ناشی از زمین لغزش بر روی جاده، پل و خانه ها گزارش گردید. آمار کشته شدگان ۳۴ نفر و تعداد زیادی مجروح بود. دو سد (IKCE) در نزدیکی مرکز زلزله واقع شده بودند. سد نورو شماره ۲ با ارتفاع ۱۲ متر و سلول تاج  $566/66$  متر در  $11/50$  کیلومتری از مرکز زلزله بوده است. خسارت مربوط به این زلزله شامل ترکهای طولی در تاج سد بوده است و سد کیپرس هم با ارتفاع  $33/33$  متر با شدت  $0/45$  گرم لرزید در حالیکه فاصله سد تا مرکز زلزله فقط  $10/30$  کیلومتر بود. خسارت این سد هم فقط ترکهای طولی در تاج سد بود. هر دو سد ایمنی را حفظ کرده بودند و تحت تعمیر بلافاصله پس از زلزله قرار گرفتند. طبق گزارش کلیمنت و پولانوس در سال ۲۰۰۹، نخستین اثرات مشاهده شده پس از زلزله در پروژه های ذکر شده گل آلود شدن آب بود. [۲۰-۲۱] (کلیمنت و پولانوس، ۲۰۰۹). در ۱۲ می سال ۲۰۰۸ هم زلزله مهیب ونجوان در چین بوقوع پیوست که شدتی برابر با ۸ ریشتر را داشت، زلزله در استان سیچوان در جنوب غربی چین بود. این زلزله ناشی از حرکات یک گسل ۲۷۰ کیلومتری شکل گرفته بود. مدت زلزله دقیقاً ۲ دقیقه بود، محل سایت روی رسوبات آبرفتی عمیقی قرار داشت. تخمین حداکثر شتاب با مشاهدات خسارات، آسیبها و فاصله تا گسل ها انجام شده است. طبق گزارش بابیت و چارنوود در سال ۲۰۰۰، ۸۰۰۰۰ نفر کشته شدند. در این زلزله، ۴۰ سد شکسته شد و ۳۳۱ سد هم موقعیت خطرناک داشتند. ۹۵ مورد از مخازن آسیب دیده جزو سدهای خاکی کوچک بودند. سد با رویه بتنی زیپینگ پو با طراحی خوب و ارتفاع  $170/66$  متر در ۷ کیلومتری گسل، حداکثر شتابی برابر با ۵۰ تا ۴۰ درصد شتاب ثقل زمین را متحمل شد. تاج به اندازه ۱ متر نشست کرد و قسمت های کوچکی از رویه بتنی آسیب دید. طبق گزارش بابیت و چارنوود در سال ۲۰۰۹، سند سیکو با ارتفاع  $111/166$  متر با هسته مرکزی شتاب  $0/50$  گرم را تجربه کرد و تاج با نشست برابر با  $220/86$  سانتی متر مواجه شد [۲۱]. (بابیت و چارنوود، ۲۰۰۹). در ۲۷ موریه سال ۲۰۱۰ راس ساعت ۳:۳۳ صبح به وقت محلی زلزله ای به شدت  $8/80$  ریشتر در مرکز شیلی به وقوع پیوست. مرکز زلزله با ساحل شیلی فقط ۸ کیلومتر فاصله داشت. زلزله مساحتی برابر با ۸۰۰۰۰ متر مربع را به مدت ۱۰۰ ثانیه با خود درگیر کرد در حالیکه حداکثر شتاب زمین برابر با  $0/60$  گرم بود. ۵۲۱ نفر کشته شدند و بیش از نیمی از کشته ها بر اثر سونامی ناشی از زلزله بودند. بیش از ۸۰۰ هزار نفر مجروح یا بی سرپناه شدند، بیش از ۳۳۳ هزار ساختمان در درجات مختلف آسیب دیدند حداقل ۱۶ سد هم تحت





لرزه قرار گرفت ولی گزارشی از گسیختگی وجود نداشت تنها ترکهای سلولی و عرضی ناشی از زلزله گزارش شده بود. طبق گزارش نوگوارا در سال ۲۰۱۰ و همچنین بری و همکارانش در سال ۲۰۱۰، سد کوبونتو ویجو با ارتفاع ۳۴ متر از نوع خاکی هیچ صدمه ای ندید در حالیکه شتاب ۰/۳۸ گرم را تجربه کرده بود. در رویه بالادست سد گویی هوانو هیچ پوسته شدگی مشاهده نشده بود و ترک در تاج بدون وقوع روانگرایی مشاهده شد [۲۲]. (نوگوارا و بری و همکاران ، ۲۰۱۰). زلزله توهوگو ژاپن در تاریخ ۱۱ مارس سال ۲۰۱۱ در نزدیکی دریای شمالی بوقوع پیوست و سبب تسونامی شد و صدمات زیادی را به این کشور اعمال نمود. در ۸ آوریل سال ۲۰۱۱، ۱۲۷۳۱ نفر کشته ۱۳۷۰۶ نفر مفقود شدند. ۲۱۶۸۱۸ ساختمان هم آسیب دیده یا ویران شده بودند. بلافاصله پس از زلزله نیروگاه هسته ای شماره ۱ فوکوشیما آسیب جدی را تجربه نمود و در ۳۱ مارس بیش از ۴۰۰ سد بازرسی فنی شدند. بطور عمومی، عملکرد سدها با توجه به ترکهای حداقل، خوب بود. طبق گزارش یاماگوچی و همکارانش در سال ۲۰۱۲ تاج سد سوریکاوا که در سال ۲۰۰۶ با ارتفاع ۵۸ متر باتمام رسیده بود دارای یک نشت ۱۸ سانتی متری شد و ترکهای مورب در نزدیکی تکیه گاه های سد و در تاج آن رخ داده بود. نرخ نشت از ۱۸ گالن بر دقیقه به ۲۵ گالن بر دقیقه رسیده بود. میزان شتاب اندازه گیری شده در فونداسیون که ۰/۱۱ گرم بود که به مقدار ۰/۴۷ گرم در تاج سد افزایش یافته بود. طبق گزارش یاماگوچی در سال ۲۰۱۲، ترکها به عمق ۳۳ سانتی متر گسترش یافته بودند. سد کجایوما با ارتفاع ۲۶/۵۰ متر و هسته مرکزی که در سال ۱۹۵۵ ساخته شده بود هم شتابهای ۰/۲۷ گرم و ۰/۵۰ گرم را در فونداسیون و تاج سد تجربه کرد در حالیکه نشست حداکثری برابر با ۱۶ سانتی متر در سد بدست آمده بود و نشست از ۵ تا ۱۱۰ گالن بر دقیقه گزارش گردید، ترکهای مورب هم در تاج سد به پهنای ۲/۵۴ سانتی متر گزارش گردید. سد سنگریزه ای مینامیکاوا" با ۲۱/۳۳ متر ارتفاع هم طبق گزارش یاماگوچی و همکارانش در سال ۲۰۱۲، پس از زلزله دارای نشتی از ۵ تا ۲۳ گالن بر دقیقه شد و ترک هایی در رویه آسفالتی مشاهده و حداکثر نشست در تاج سد هم برابر با ۱۰ سانتی متر گزارش گردید. شتاب افقی در تاج سد برابر با ۱/۳۰ گزم و مقدار شتاب در فونداسیون برابر با ۰/۲۷ گزم بود که در فاصله یک کیلومتری از سد اصلی اندازه گیری شده بود. پاماگوچی و همکارانش در سال ۲۰۱۲ توزیع شتابها، نشست و افزایش نشت را در این سد و دیگر سدها تحلیل کرده و بیان کردند که مدت طولانی زلزله ۹ ریشتری اثرات مهمی را داشته است. یک استثنا از عملکرد خوب سدها، در مورد سند فوجی لوما ایک با کاربری کشاورزی بود که شکست و ۸ کشته بر جای گذاشت، سد در سال ۱۹۴۹ با ارتفاع ۲۰ متر ساخته شده بود و طول سد هم ۱۴۵ متر بود که در فاصله ۸۰ کیلومتری از گسل قرار داشت. طبق گزارشهای اولیه توسط هاردن و همکارانش در سال ۲۰۱۱ ، مدت زمان طولانی زلزله تاثیر بسزایی در شکست سد داشته است. این تحلیل توسط پانل در سال ۲۰۱۲ نیز مورد تایید قرار گرفت . (یاماگوچی و همکاران ، ۲۰۱۲ . هاردن و همکاران ، ۲۰۱۱).

### ۳- عملکرد سدهای خاکی قبل از سال ۲۰۰۰

زلزله سانفرانسیسکو در سال ۱۹۰۶ با شدت ۷/۹۰ ریشتر بر روی ۳۰ سد خاکی با سایز متوسط در شعاع ۵۰ کیلومتری از محل مرکز گسل اثر گذاشت و این در حالی بود که ۱۵ سد در فاصله ۵ کیلومتری گسل قرار داشتند، در این زلزله حداکثر افراد جان سالم بدر بردند و خسارت ها بسیار ناچیز بود. طبق گزارش سید و همکارانش در سال ۱۹۷۸، دلیل اصلی عملکرد خوب سدها تحت این زلزله، تراکم خوب مساله رسی بود . (سید و همکاران ، ۱۹۷۸) در ژاپن هم در سال ۱۹۲۳ زلزله کانتو با شدت ۷/۹۰ ریشتر رخ داد و این اولین آسیب جدی در سدها بود که گزارش شده است. سد اونو با ارتفاع ۴۱ متر، دچار ترک های متعددی شد بطوریکه در قسمت رسی طول ترکها به ۲۴ متر هم رسیده بود. طول این ترکها به ۶۶ متر و عرض آنها ۲۶ سانتی متر مشاهده گردید. سد در حدود ۳۳ سانتی متر نشست کرد و لغزش های موضعی در حدود ۲۰ متر در پاییندست سد روی شیب تا پاشنه سد بوجود آمد که این طبق گزارش سید و همکارانش در سال ۱۹۷۸ بود. (سید و همکاران ، ۱۹۷۸) تعدادی گزارش آسیب متوسط هم در سدهای خاکی بر اثر زلزله ۷/۳۰ ریشتری کرن کانتی در کالیفرنیا توسط سید و همکارانش در سال ۱۹۷۸ گزارش شده است. همچنین سید و همکارانش در سال ۱۹۷۸ عنوان نمودند که سد کلوننا با ارتفاع ۶/۶۶ متر دچار صدمات و خسارت جدی بر اثر زلزله سال ۱۹۶۴ الاسکا شد و شدت زلزاله هم ۹/۲۰ ریشتر بود که منجر به تخریب سد شد. سید و همکارانش در همان سال ۱۹۷۸ سد س فرناند را مورد بررسی





قرار دادند، سد تحت زلزله سال ۱۹۷۱ مهندسان را بر آن داشت که بررسی هایی جدی را مورد مطالعه قرار دهند. سدهای بالایی و پایینی ون نورمن در منطقه شهری واقع شده است ، سد پایین دست ون نورسن که گاهی به عنوان سند پایینی سن فرناندو معرفی می شود، ۲۷ متر ارتفاع داشت و تحت زلزله پدیده روانگرایی را تجربه کرد و شیب خاکریز شکسته شد. سرریز شدن از تاج سد سبب از دست رفتن ۷۰۰۰۰ اقامتگاه شد، ضمن اینکه در موقع زلزله حجم آب داخل مخزن سد با توجه به فصل خشکی نسبتا کم بود. طبق گزارش سید و همکارانش در سال ۱۹۷۸، سد بالایی ون نورمن هم بطور جدی آسیب دید. شکست سد پایینی سن فرناندو یک مرحله مهمی در سمت سد سازی بود که به موجب آن ذهن مهندسان درگیر ایمنی سد هنگام وقوع زلزله شد و محققان سعی بر شبیه سازی سد و استفاده از مدل های عددی و تحلیل دینامیکی با استفاده از نرم افزارها کردند. (سید و همکاران ، ۱۹۷۸) اتفاق مهم دیگری که مورد توجه قرار گرفت، زلزله سال ۱۹۸۵ مکزیک به شدت ۸ ریشتر بود [۲۳]. طی ای زلزله دو سد به نامهای لاولینا یا ارتفاع ۶۶ متر و سد ای اینخاینیلوه با ارتفاع ۱۶۱/۶۶ متر تحت لرزه قرار گرفتند. طبق گزارش پاراو و کامپوس بیتا در سال ۱۹۸۶، این دو سد خسارات جدی دیدند اما در فاصله زمانی ۱۰ ساله بین سالهای ۱۹۷۵ تا ۱۹۸۵ این سدها تحت ۵ زلزله قرار داشتند که بیشترین شدت برابر با ۷/۲۰ ریشتر بود که سبب نشست تجمعی ناشی از زلزله ها به میزان یک درصد ارتفاع شده بود. به عنوان یک نکته مهم می توان اشاره کرد که هر دو سد مکزیک تغییر شکل های کوچک دائمی قابل اندازه گیری را طی ۱۰ سال با زلزله های نسبتا کم شدت تجربه کرده بودند [۲۴]. (باراو و کامپوس بیتا ، ۱۹۸۶) دو زلزله متوسط هم در سال ۱۹۸۷ در نیوزلند و آمریکا بوقوع پیوسته که طی آنها زلزله ادکومت در نیوزلند با شدت ۶/۶۰ ریشتر سد ماناهیتا به ارتفاع ۸۶ متر را آسیب زده بود. همچنین زلزله ۶ ریشتری دره ویتیر کالیفرنیا بر روی چندین سد در منطقه اس انجلس اعمال شد که ای کیوانی در سال ۱۹۸۷، هوروویتز و ایهاسز در سال ۱۹۸۷ گزارش کردند که حرکت زمین بسیار شدید بوده است. [۲۵] (ای کیوانی و هوروویتز و ایهاسز ، ۱۹۸۷) در ۱۷ اکتبر سال ۱۹۸۹ زلزله اومایرینا با شدت ۶/۹۰ ریشتر موجب لرزیدن ۱۲ سد در نزدیکی محدوده اصلی گسل شد. بیش از ۱۰۰ سد در اندازه های مختلف که اغلب از نوع سد خاکی بودند طی این زلزله در شماع ۱۰۰ کیلومتری گسل قرار داشتند که عملکرد خوبی از خود نشان دادند. طبق گزارش پاراو و همکارانش در سال ۱۹۸۹، این اتفاقات تاکید بر این داشت که به هنگام طراحی سدها در مناطق لرزه خیز باید بر حداکثر شتاب زمین به هنگام زلزله توجه شود. سدهای تحت لرزه لوماپرینا در ۱۷ اکتبر ۱۹۸۹ و استعداد خود برای مقابله با زلزله هایی که مدت زمان بیشتر از زمان زلزله طراحی را تجربه می نمایند را از خود نشان دادند. لازم به ذکر است که اکثر سدها با توجه به سالهای خشکسالی گذشته به لحاظ بارش باران دارای ذخیره آب نسبتاً کمی حدود ۱۰ تا ۵۰ درصد ظرفیت خود را داشتند. از طرفی به این نکته باید اشاره کرد که نیروهای دینامیکی ناشی از آب درون مخزن تاثیر بیشتری روی سدهای بتنی نسبت به خاکی دارند هرچند که ظرفیت آب هم کم شده باشد. (باراو و همکاران ، ۱۹۸۹) یک عملکرد خوب هم در استرالیا گزارش شده است. سد با ارتفاع ۶۷ متر و طول تاج ۲۳۲ متر در سالهای ۱۹۵۰ تا ۱۹۵۱ ساخته شده است. این سد با گسل اندریاس حدود ۶۱۰ متر فاصله داشت و مرکز کانونی زلزله هم در فاصله ۱۲/۵۰ کیلومتری از سد واقع شده بود و حداکثر شتاب هم ۰/۷۰ گرم گزارش شد. مقدار آب پشت سد هم نصف ارتفاع سد بود. نشست حداکثر در تاج سد ۸۵/۴۰ سانتی متر و حرکت افقی تاج هم ۳۳/۵۵ سانتی متر قرائت شده بود. ترکهای سلولی در شیب بالادست سد به عرض ۳۱ سانتی متر دیده شد و عمق ترکها هم حدود ۴/۲۷ متر بود که در هر دو تکیه گاه وجود داشتند. با توجه به تراکم ضعیف در بدنه سد ترکهای مورب و جداسدگی سازه سرریز از بدنه سد دیده شد. یک ترک مورب ۹ متری به سمت پایین در تکیه گاه چپ نیز دید شد که می تواند به علت خاک نرم و کم ضخامت بستر و همچنین سنگهای بستر هوازده و پوسته پوسته بوده است. طبق گزارش رودا و همکارانش در سال ۱۹۹۰، در هردو مورد تراکم ضعیف و خاک نرم به عنوان علل اصلی اشاره شد. نشست ۸۵ سانتی متری منطقی بود چرا که در طراحی لرزه ای برای زلزله ۸/۳ ریشتری، نشست ۳ متری لحاظ شده بود اما وجود ترکها در تکیه گاه ها و سطح بالا دست در پیش بینی لرزه ای دیده نشده بود. (رودا و همکاران ، ۱۹۹۰) در ۱۶ جولای سال ۱۹۹۰ هم زلزله لوزون با شدت ۷/۷ ریشتر در فیلیپین رخ داد. [۲۶] این زلزله سبب تولید شتاب حداکثری بین ۶،۰ گرم تا ۰/۶۵ گرم در سد آمپوکلائو شده بود. سد ارتفاعی برابر با ۱۳۰ متر داشت که هسته مرکزی رسی بود. همچنین سدهای دیگری همچون سد بینگا با ارتفاع ۱۰۲ متر با هسته مرکزی رسی



و پوسته های متراکم شده سنگریزه ای، سد ماسی وی با ارتفاع ۲۵ متر با هسته رسی و پوسته های سنگریزه ای کنگلومرا و رسوبی، و سد پانتابانگان با ارتفاع ۱۰۷ متر با هسته رسی و پوسته های سنگریزه ای کنگلومرا و رسوبی نیز در منطقه لرزه قرار داشتند. طبق گزارش انجمن سد آمریکا در سال ۲۰۰۰، عملکرد عمومی سدها خوب بود اما تنها دو ایراد وجود داشت. در انتهای سمت چپ سد امیرکلاتو و نزدیکی دیوار سرریز در بالادست حرکتی ۵۰ سانتی متری وجود داشت که سبب لغزش پتوی رسی روی تکیه گاه که به جهت کنترل نشست اجرا شده بود، گردید. همچنین ترکهایی تا عرض ۶۰ سانتی متر و طول ۹۰ متر در سد بینگا در میانه سد و قسمت تاج آن مشاهده شد. ترکها با تخلیه مخزن پس از چند روز از گذشت زلزله افزایش پیدا کردند. منطقه سنگریزه ای سد ماسی وی هم با توجه به فونداسیون رسوبی دچار روانگرایی و متعاقباً خسارت گردید. [۲۷] (انجمن سد آمریکا، ۲۰۰۰) زلزله نورت ریج کالیفرنیا با شدت ۶/۷۰ ریشتر در ۱۷ ژانویه سال ۱۹۹۴ در مرکز شمالی دره من فرناندو بوقوع پیوست. این زلزله نه تنها برای بررسی عملکرد لرزه ای و سطح آسیب ساختمان ها و پلها مهم بود بلکه برای عملکرد و سطح آسیب پذیری سدها هم به دو دلیل مهم بود. اولاً، زلزله بر اساس حرکات تکtonیکی در گسل کالیفرنیا رخ داده بود که برای مهندسين و زمین شناسها بسیار جالب و مهم جلوه می کرد. ثانیاً، این یک اتفاق مهم در دره سن فرناندو پس از ۲۵ سال بود. اولین بار در سال ۱۹۷۱ شدت والزله ۶/۶۰ ریشتر بود که تعداد زیادی از سدها آسیب دیده و سد من فرناندو یا همان سد پایینی ون نورمن هم نزدیک به شکست کلی گزارش شده بود. به هر صورت، زلزله سبب تحریک زمین گشت. این سدها اغلب در سال ۱۹۷۱ لرزیده بودند. بر اثر زلزله نورت ریج، تعداد ۱۱ سد خاکی و سنگریزه های لغزش و ترکهایی روی شیبها را تجربه نموده اند. به هر حال پس از زلزله ۱۹۷۱، اغلب سدها برای حداکثر زلزله محتمل طراحی شدند و مقدار عمق آزاد سد هم افزایش پیدا کردند. به هر حال پس از زلزله ۱۹۷۱، اغلب سدها برای حداکثر زلزله محتمل طراحی شدند و مقدار عمق آزاد سد هم افزایش پیدا کردند. یکی از سد های مهم در زلزله نورت ریج همان سد سن فرناندو بود که مجدداً تحت لرزه قرار گرفته بود. لازم به ذکر است که سد پس از زلزله سال ۱۹۷۱ دیگر آگیری نشده بود و فقط برای کنترل سیلاب مورد استفاده قرار می گرفت اما برای بار دوم تحت لرزه قرار گرفته بود. در زمین لرزه دوم هم سد دارای ترکهایی به عرض ۵ تا ۸ سانتی متر شد و طول ترکها هم حدود ۳۰ تا ۶۰ متر شده بود. بعضی از این ترکها دارای عمقی برابر با ۱/۵۰ متر بودند. طبق گزارش باردت و داویس در سال ۱۹۹۶، در بالادست سد جوشش ماسه ای رخ داده بود. همچنین حداکثر نشست تاج و حداکثر تغییر مکان افقی سد در بالادست بترتیب به ۲۰ و ۱۰ سانتی متر رسیده بود. سد بالای ون نورمن با ارتفاع ۲۵ متر هم در سال ۱۹۷۱ آسیب دیده بود، این سد هم طی سالها تا زلزله بعدی آگیری نشده بود. پس از زلزله دوم در تکیه گاه راست به سمت پایین دست این سد ترک های عرضی مشاهده شد. همچنین ترکهایی در سمت چپ تکیه گاه به طول ۱۸ متر و عرض ۵ تا ۸ سانتی متر را ایجاد شد. طبق گزارش باردت و داویس در سال ۱۹۹۶، نشست تاج حدود ۷۴ سانتی متر و تغییر شکل افقی برابر با ۱۵ سانتی متر در بالا دست گزارش شده بود. سد لس آنجلس هم با ارتفاعی معادل ۴۰ متر بین دو سد خالی از آب پس از زلزله ۱۹۷۱ جایگذاری شده بود. این سد هم در لرزه دوم در مقطع حداکثر میانی دارای نشست معادل ۱۴ سانتی متر شده بود و رویه آسفالتی آن ترک برداشته بود، ضمن اینکه حرکت افقی در تاج، طبق گزارش باردت و همکارانش در سال ۱۹۹۶ در حدود ۸ سانتی متر بوده است. زلزله نورت ریج سبب خسارت اندکی با توجه به ترکهای عرضی و نشست در سد پایینی فرانکلین " با ارتفاع ۳۱ متر، سد سانتا فلیسیا " با ارتفاع ۶۵ متر، سد دره سیکامور با ارتفاع ۱۲ متر، سد اسکول هوز در منطقه رودخانه دیریز با ارتفاع ۱۱/۵۰ متر، سد کو گسول با ارتفاع ۸۲ متر، سد پورتر استیت با ارتفاع ۱۲ متر، و سد رودخانه روبیو با ارتفاع ۱۹/۵۰ متر نیز شده بود. شبیه به زلزله لوما پریتا زلزله نورت ریج هم بار دیگر نشان داد که عملکرد لرزه ای و ایمنی سدهایی که برای زلزله های شدید طراحی شده اند تا چه اندازه مناسب و قابل قبول بوده است [۲۸]. (باردت و داویس، ۱۹۹۶) در ۱۷ ژانویه سال ۱۹۹۵ زلزله کوبه ژاپن با شدت ۶/۹۰ ریشتر در ۲۰ کیلومتری جنوب غربی کوبه رخ داد. نام دیگر این زلزله هیوگوکن نانبو نام دارد. این شهر بسیار پرجمعیت بوده و حدوداً ۱/۵۰ میلیون نفر در آن زندگی می کردند. شکل آزاد شدن انرژی همانند گسل زلزله اوماپریتا بود. طول گسل فعال حدود ۳۰ تا ۵۰ کیلومتر بود. بیش از ۵۳۰۰ نفر کشته و ۲۷۰۰۰ نفر مجروح شدند. طی زلزله به شریانهای حیاتی ساختمانها، راهها و پلها آسیب های جدی وارد شد. در محل زلزله کوبه سدهای خاکی کوچک تاثیر زیادی اما حدود ۵۰ سد بزرگتر از ۱۲ متر ارتفاع در فاصله ۵۰ کیلومتری مرکز زلزله



وجود داشت. طبق گزارش تامورا و همکارانش در سال ۱۹۹۷، همچنین پوشیدنا و همکارانش در سال ۱۹۹۹، حدود نیمی از سدهای بزرگتر از ۱۳ متر از نوع سدخاکی همگن یا سد خاکی سنگریزه ای بودند. سه سد خاکی کوچک، متعلق به رودخانه کویوتن در منطقه مرکز زلزله واقع شده بود. ناحیه مرکز زلزله، چند کیلومتر دورتر از جایی بود که در آنجا آسیب وسیعی به خانه های قدیمی تر وارد شده بود. سد خاکی کوچک دیگری، سد نیکتو، نیز نزدیک حوزه زمین لرزه بزرگ قرار داشت که کاملاً فرو پاشید. مخزنهای آبگیر کویوتن هنگامی که زمین لرزه رخ داد کاملاً پائین بودند. یک گزارش اکتشافی پس از زمین لرزه گزارش شده توسط گروه نظامی مهندسی ارتش ایالات متحده نشان داد که سدها هر یک حدود ۷۰ متر طول، ۷/۵۰ تا ۱۰ متر ارتفاع، با شیب های حدود ۲: ۱ (افقی به عمودی) بودند. آنها از یک مخلوط تا حدی چسبنده در محدوده ای در سائز شن، ماسه و سیلت (لای)، با مقداری رس و دارای منحنی دانه بندی خوب و رویه بتنی ساخته شدند. خاکریزهای بلندتر و متوسط از مجموعه کویوتن، شکستهای لغزشی عظیم و مخربی را به سمت پائین دست سد تجربه کرد. با این وجود که بارگیری مخزن سد صورت نگرفته بود. آثار آب جریان یافته در میان بقایای آوار بعد از شکست یافت نشد، خاکریز پائین دست متحمل فقدان استحکام و حرکات لغزشی شدید گردید. سازه های نسبتاً غیر مقاوم کنار این سایت و یک قبرستان که در حدود ۹۰ متری از بالای آبگیر واقع شده بود، در مقایسه با مکان های دیگر که فقط چند کیلومتر دورتر بودند، آسیب زیادی را متحمل نشده بودند. تنها حدود ۱۰ درصد از سنگ قبرها واژگون شدند. سازه آبگیر کویوتن، یک برج بتن مسلح استوانه ای نسبتاً کوچک، حرکت فونداسیون اندک و دوران ناچیزی را تجربه کرد. هنوز هم به نظر می رسد این برج قابل استفاده است. روی هم رفته، این سه خاکریز مثال نادری از آسیب زمین لرزه به سدهای خاکی در سطوح مخزن کم و تحت ارتعاش نسبتاً کم را نشان می دهد. خسارت به سدهای خاکی در زمین لرزه کوبه محدود بود. سد توکیوا یک سد خاکی منطقه ای به ارتفاع ۳۴ متر، حدود ۱۰ کیلومتری از مرکز زلزله، ترک خوردگی متوسطی را در تاج سد نزدیک به هر دو تکیه گاه را تجربه نمود. یکی از این ترک ها به سمت هسته کشیده شده بود، اما محدود به حوزه عمق آزاد آب شده بود. سد کیتامایا یک سد خاکی به ارتفاع ۳۴ متر، ساخته شده از گرانیت خرد شده با یک زهکش دودکشی، در حدود ۳۱ کیلومتری مرکز زلزله بود. این سد با لغزش سطحی کم عمق شیب قسمت بالادست مواجه شد. آسیب دیگری در سدهای خاکی بلندتر از ۱۲ متر دیده نشد. در هر صورت، سدهای خاکی کوچکتر شکل های مختلفی از آسیب دیدگی از قبیل ترک خوردگی طولی، ترک خوردگی متقاطع، نشست، تغییر شکل بدنه سد و شکست کامل را متحمل شدند. آسیب دیدگی محدود برای سدهای خاکی می توانست تا حدی با ارزیابی کلی حداکثر شتاب در مکان سد که تقریباً در بخش سنگ بستر در حدود بیست و دو صدم از شتاب ثقل زمین بود، تفسیر شود. [۲۹-۳۲]. (تامورا و همکاران، ۱۹۹۷، پوشیدنا و همکاران. گروه نظامی و مهندسی ارتش آمریکا، ۱۹۹۹) در ۲۱ سپتامبر ۱۹۹۹ چی چی کشور تایوان، زمین لرزه به قدرت ۷/۶۰ ریشتر، یک ناحیه کوهستانی از شرق تایوان و تایچانگ و نانتو را تحت تاثیر قرار داد. این زلزله تحت تاثیر شکستگی گسل چلانگپو بود، یک شکست فشاری قابل توجه شمال - شمال شرقی به جنوب - جنوب شرقی که حدود ۳۰ درجه به سمت شرق شیب داشت. حدود ۲۴۰۰ نفر کشته و ۱۰۰۰۰ نفر مجروح ۱۰۰۰۰۰ ساختمان نابود شد و ۷۵۰۰ ساختمان دیگر بطور جدی آسیب دید. شکست گسل حدود ۸۰ کیلومتر طول داشت. در محدوده مورد تاثیر زلزله چی چی چندین سد همچون سد روی رودخانه تاجیا، سد مینگتان و سد رودخانه ماه خورشید وجود داشتند. طبق گزارش چارلوود در سال ۱۹۹۹ چندین سدخاکی با سائز متوسط تحت زلزله مقداری نشست و ترک خوردگی سطحی را تجربه کردند. در هر صورت، آنها نشست نکردند ولی بطور رضایت بخش هم کارایی نداشتند. سد شوپیچی یک سد خاکی با یک بدنه رسی و دیواره هسته بتن مرکزی می باشد. این سد در سال ۱۹۳۴ توسط ژاپنی ها ساخته شد و دارای ارتفاع حدود ۲۹ متر و طول تاجی در حدود ۳۶۶ متر بود. شتاب تخمینی در محل سد برابر با ۰/۳ گرم بود و تاج و بخش بالای سد، ترک های طولی از ۱/۲۵ سانتی متر تا ۵ سانتی متر عرض و ۹۰ متر تا ۳۰۰ متر طول را تجربه کرد. شیب پائین دست حدود ۱۲ سانتی متر نشست کرد. کارفرمای سد، شرکت نیرو تایوان، بلافاصله این ترک ها را با آسفالت پر کرد تا از نفوذ آب باران جلوگیری کنند و تراز آب مخزن را حدود ۴ متر بعنوان یک اقدام محتاطانه پائین آوردند. سد توشی طراحی ای مشابه با شوپیچی داشت، با یک ارتفاع ۱۸/۶۶ متر و طول تاج ۱۶۵ متر، این سد در حدود همان زمان



ساخت سد شویچی ساخته شد. ترک های کوچک در خاکریز، به طور ۱۵ تا ۵۰ سانتی متر و نشست تاج حدود ۲۸ سانتی متر در محل سد گزارش شد [۳۳]. (چارلوود، ۱۹۹۹)

#### ۴- گزارش موردی اخیر در سدها تحت اثر زلزله

##### ۴-۱-۱- سد آراتوزاوا ژاپن

سد آراتوزاوا با ثبت بزرگترین شتاب زمین لرزه ۱/۰۳ گرم در حین زمین لرزه ایوات - میاگی - نیریکو ژاپن در ۱۴ ژوئن ۲۰۰۸ به لرزه در آمد که تنها با مقدار کمی خسارت رو به رو شد. طبق گزارش کایان و همکارانش در سال ۲۰۰۸، در قالب یک زمین لغزش، قسمت اعظم شیپی به داخل بازوی شمالی مخزن لغزید که باعث تشکیل موج و بالا آمدن سطح آب بیشتر از دهانه ی خروجی شد اما این موج به بالای سد رسید. [۱۸]. (کایان و همکاران، ۲۰۰۸)

##### ۴-۱-۱-۱- سد آراتوزاوا

این سد ۷۴ متر ارتفاع و از نوع سنگریزه ای است. شیب بالادست این سد ۱ به ۲/۷ و شیب پایین دست ۲ به ۱ است (شکل ۱). طبق گزارش اماچی و تاهارا در سال ۲۰۰۱، تاج این سد ۱۰ متر عرض و ۴۱۴ متر طول دارد. حجم مخزن این سد ۳/۰۵ میلیون مترمکعب است. این سد بر روی صخره سنگی بنا شده است. ساخت مخزن سد در سال ۱۹۹۱ به اتمام رسید. فعالیت این سد در سال ۱۹۹۸ آغاز گردید. این سد بر روی رود نی هازاما در میاگی بنا نهاده شده و قدرت نگهداری ۱۴۱۳۹ میلیون مترمکعب آب را در خود دارد. اهداف اجرای مخزن کنترل سیلاب، تولید نیروی برق آبی و آبیاری و زهکشی بوده اند. وزارت کشاورزی، جنگل بانی و شیلات صاحب این سد است. (اماچی و تاهارا، ۲۰۰۱)



شکل ۱: نمایی از سدخاکی از سمت تکیه گاه چپ (کایان و همکاران، ۲۰۰۸) [۱۸].

##### ۴-۱-۲- زلزله

طبق گزارش میدوریکاوا و همکارانش در سال ۲۰۰۸، زمین لرزه ایوات- میاگی - نایریکو در سال ۲۰۰۸ (۶/۹ ریشتر) قسمت شمالی ژاپن را در نوردید. در طول این زلزله تعداد زیادی رکورد از حرکات قوی زمین ثبت شده است که شامل شتاب عمودی حداکثری برابر با ۴۴ بوده است. حدود بیست و سه نفر جان باختند یا مفقود شدند و ۴۵۰ نفر زخمی و حدود ۲۰۰۰ خانه متحمل خسارت شدند. زمین لرزه در قسمت کم جمعیت کوهپایه ای رخ داد و خسارت وارده در مقایسه با شدت زمین لرزه ثبت شده بسیار کم بود. هرچند بسیاری از لغزش های زمین و شکستهای شیب زمین تخریبهای زیادی بر روی جاده ها و مردم ساکن در مناطق کوهستانی را موجب شده بود. زلزله در محل تقارن خطوط صفحه ی اقیانوس آرام و در قسمت اخوتسک صفحه آمریکای شمالی در شمال ژاپن



رخ داده است، در محلی که صفحه اقیانوس آرام با سرعتی نزدیک به  $8/3$  سانتی متر در سال به سمت شمال غرب صفحه آمریکای شمالی حرکت می کند تفسیر زمین لرزه حاکی از این موضوع است که در قسمت های بالایی صفحه اخوتسک در بالای صفحه اقیانوس آرام با عمق تقریبی ۸۰ کیلومتر، فشار و نیرو حرکتی سطحی و کم عمق بود. پارگی ناقص گسل در شیب کم و متمایل به غرب بود. عمق کانونی هم در حدود ۸ کیلومتر بود [۳۲]. (میدوریکاوا و همکاران , ۲۰۰۸)

#### ۴-۱-۳- عملکرد سد تحت اثر زلزله

زمانی که زلزله اتفاق افتاد ارتفاع آب داخل مخزن ۶ متر پایین تر از سرریز سد بود. فاصله ی سد تا مرکز وقوع زلزله ۱۵ کیلومتر بود. طبق گزارش اوماچی در سال ۲۰۱۱، جدول ۳ شتاب حداکثر ثبت شده برای سه جزء اصلی سد در زمان زلزله را نشان می دهد [۳۴]. (اوماچی , ۲۰۱۱)

جدول ۳: شتاب حداکثر ثبت شده برای سه جز اصلی سد اراتوزاوا در زمان زلزله (اوماچی, ۲۰۱۱).

عمودی	طولی	عرضی	بلندی(متر)	مکان
0.63 g	0.49 g	0.54 g	278.5	تاج
0.48 g	0.49g	0.55 g	250	هسته میانی
0.7 g	0.92 g	1.3 g	203.7	کالری پایین

هسته رسی در طول محور سد تا ۴۰۰ میلیمتر و قشر سنگی حداکثر تا ۲۰۰ میلیمتر نشست نمودند. طبق گزارش تانی و همکارانش در سال ۲۰۰۸، جاده دسترسی روی تاج با ستون های گرانیتی که در پایه های خود توسط میلگرد های کوچک به هم یافته شده اند تشکیل شده است. همانطور که در شکل ۲ دیده می شود، نحوه قرارگیری پوسته سنگریزه ای و هسته موجب گردش کلی به سمت داخل در جهت خط میانی سد بوده است. با توجه به شکل ۳، برخی از ستون ها به صورت نامنظم و بدون قاعده مشخصی دچار شکست شده اند. پله های ۲۰۰ میلیمتری در سرریز ثابت باقی مانده اند . [۳۵] (تانی و همکاران , ۲۰۰۸)



شکل ۲: نمایش تاج سد اراتوزاوا و شکست و انحراف ها آثار تاریخی (یاماگوچی و همکاران , 2008) [۱۹].





شکل ۳: ۱۰ سانتی متر نشست خاکریز در سرریز سد اراتوزاوا (تانی و همکاران، ۲۰۰۸).

در شکل شماره ۴، نحوه نشست هسته که در بالای لوله یکی از دستگاه های اندازه گیری نشست استفاده شده در یکی از متهولهای نزدیک به مرکز تاج سد را نشان می دهد. طبق گزارش یاماگوچی و همکارانش در سال ۲۰۰۸، همانطور که در شکل نشان داده شده است لوله مربوطه حدود ۲۷ سانتی متر از تاج سد بالاتر آمده است. لوله نیز تقریباً حدود ۱۳ سانتی متر به علت نشست دینامیکی در تاج به سمت پایین کشیده شده است و در غیر این صورت از سطح تاج جدا می شد. این رخداد باعث می شود که لوله از داخل پوشش منهول خارج شود، لوله ها حلقوی ۵ متری و دستگاه ها به اندازه ۷۴ متر در راستای ارتفاع سد امتداد داشتند. [۳۵]. (یاماگوچی و همکاران، ۲۰۰۸).



شکل ۴: دستگاه نشست سنج (یاماگوچی و همکاران، ۲۰۰۸) [۳۵].

پوسته بالادست بین ۲۴ تا ۴۳ میلیمتر به سمت مخزن تغییر شکل جانبی داده بود. برخلاف تغییر شکل هیچ اثر ظاهری از خسارت در سنگهای جایگذاری شده در اطراف بالادست و پایین دست مخزن دیده نمیشد (به شکل ۱ نگاه کنید). در بازرسی گالری زیرین هسته غیرقابل نفوذ، حدود ۱ لیتر بر دقیقه نشت آب از ترک کوچک سقف و مرز مابین دیوار بالادست و انحرافی و بازشدگی کوچک ناشی از زلزله در محل اتصال بلوک های گالری دیده شده است. پیش از زمین لرزه گالری کاملاً خشک بوده است. میزان نشت اندازه گیری شده بعد از زلزله کاهش داده شد همان طور که معمولاً در دیگر سدهای زلزله زده اتفاق افتاده بود. اهاماچی در سال ۲۰۱۱، اطلاعات حرکات قوی زلزله ناشی از شوک اصلی و اطلاعات به دست آمده شامل ۱۸۵ پس لرزه را تجزیه و تحلیل کرده است. نتایج بدست آمده نشان داده است که کرنش های بزرگ ناشی از قوی ترین جابجایی و سرعت برشی موج و مدول برشی مواد تشکیل



دهنده هسته را کاهش داده است و با گذشت زمان دوباره بهبود یافته اند. محاسبات یکسان و مشابه با توجه به مطالعات ماکدیسی و همکارانش در سال ۱۹۹۱ و همچنین توسط میچیا و همکارانش در سال ۱۹۹۲، بر روی اطلاعات سد لکسینگتون انجام شده بود. همچنین طبق گزارش اهامچی و تاهارا در سال ۲۰۱۱، در این مورد هم کرنش به صورت چشمگیری سبب افزایش فشار منفذی در هسته شده بود. در فشارسنج های بخش های پایینی هسته، حدود ۰.۴۲٪ افزایش فشار منفذی ایجاد شده در یک روز و مابقی در طی سه ماه از بین رفته بود [۳۴-۳۶].

#### ۴-۱-۴- عملکرد متعلقات سازه

ترک جزئی در دیوار نگهدارنده به عنوان جزئی از سرریز در شکل ۵ نمایش داده شده است. این ترک در نتیجه لرزه های زمین لرزه می باشد. بر مبنی گزارش کایان و همکارانش در سال ۲۰۰۸، در شکل ۶ محلهایی از جاده را که خسارت دیده است نشان می دهد که در راستای ترکها هستند و این ترکها فقط آسیب های وارده به متعلقات سازه را نشان می دهند. (کایان و همکاران . ۲۰۰۸).



شکل ۵: ترک های دیوار حائل سرریز سد اراتوزاوا (کایان و همکارانش در سال ۲۰۰۸) [۱۸].



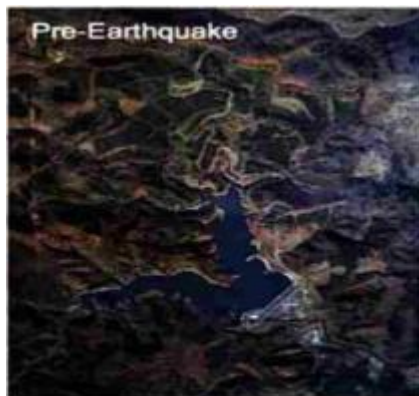
شکل ۶: عکس هوایی سه حوزه ترک خوردگی در جاده را نشان می دهد. ترک خوردگی دیوار سرریز که در شکل ۵ نشان داده شده است در زیر فلش سمت راست رخ داده است. (کایان و همکاران ، ۲۰۰۸) [۱۸].



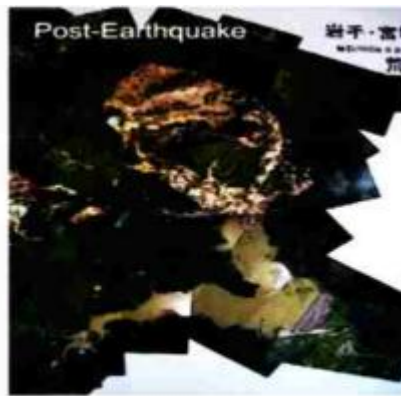


#### ۴-۱-۵- زمین لغزش در مخزن

حجم کلی زمین لغزش عظیم حدود ۵۰ میلیون مترمکعب تخمین زده شده است که حدود ۱/۵ میلیون مترمکعب آن داخل مخزن است (به شکل ۷ نگاه کنید). لغزش زمین حدود ۱/۳ کیلومتر طول و ۰/۸ کیلومتر عرض داشته است. اگرچه که شیب بسیار ملایم و در حدود ۳ الی ۴ درجه بوده است، توده خاک در حدود ۲۰۰ تا ۵۰۰ متر جابجا شده است. در طول زلزله ارتفاع دریاچه با توجه به زمین لغزش و همچنین با توجه به برخی از تغییر شکل های تکتونیکی ۲/۴ متر افزایش یافته است (از تراز ۲۶۸۷۵ تا ۲۶۸۷۰). کایان و همکارانش [۱۸]. سال ۲۰۰۸ عنوان نمودند که ۳/۵ کیلومتر از جاده دسترسی سد به وسیله زمین لرزه از کاربری خارج شده بود (کایان و همکاران ، ۲۰۰۸).



قبل از زلزله



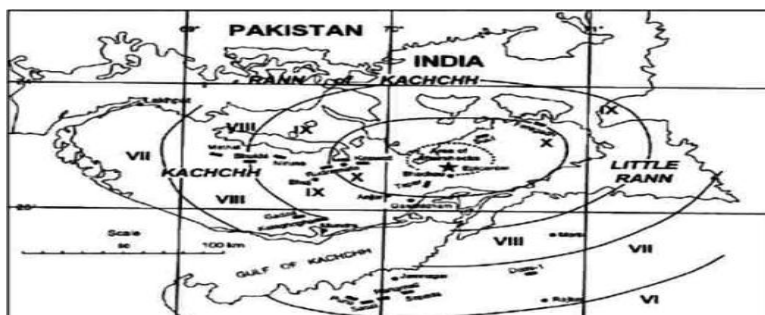
بعد از زلزله

شکل ۷: زمین لغزش داخل مخزن سد آراتوزاوا (کایان و همکاران ، ۲۰۰۸) [۱۸].

سد آراتوزاوا و متعلقات آن در مقابل لرزه های شدید زمین لرزه ای با قدرت ۶/۹۰ ریشتر و همچنین با حداکثر شتاب زمین ۱/۰۳ گرم با کمترین خسارت مقاومت کرد. شتاب های ثبت شده به منظور تعیین کاهش کمیت مدول برشی در هسته و بهبود آن در بازه زمان استفاده شده بود. یک لغزش ۵۰ میلیون مترمکعبی در بالادست مخزن یادآور نیاز به ارزیابی تاثیرات پتانسیل زمین لرزه های بزرگ بر مخازن است.

#### ۴-۲- کارایی سدها در زلزله بهوج هند

در ۲۶ ژانویه ۲۰۰۱ زلزله ای ۷/۷ ریشتری استان گجرات در قسمت غربی هند را لرزاند، تلفات جانی ناشی از زلزله بیشتر از ۲۰۰۰۰ نفر و خسارات مالی بیشتر از ۳ میلیون دلار تخمین زده شد. نزدیک ترین شتاب نگاشت در شهر احمدآباد واقع شده بود که ۲۰۰ کیلومتری مرکز زلزله قرار داشت. طبق گزارش کرینیترکی و هاینز در سال ۲۰۰۲، شکل یک نقشه از منطقه به همراه منحنی های شدت زلزله بر حسب مرکالی را نشان می دهد که جمع آوری و ارائه شده است. در این منطقه از هند، ماسه نرم و سیلت (لای) انباشته شده که تا عمق زیادی امتداد داشته باشد. معمول است که در شکل قابل مشاهده می باشد که اشباع شدن این خاک ها در حین زلزله منجر به خسارت وسیعی مانند ماسه جوشان، ترک خوردن زمین و خاکریزها را سبب می شود. طبق گزارش سیتهرام و گویندراجو در سال ۲۰۰۴، روانگرایی به عنوان دلیل خسارات به خیلی از سدهای خاکی در منطقه نسبت داده شد [۳۸ ۳۶]. (کرینیترکی و هاینز ، ۲۰۰۲ . سیتهرام و گویندراجو ، ۲۰۰۴)



شکل ۸: نقشه منطقه کاجچه در هند به همراه منحنی های شدت زلزله بر حسب مرکالی (کربینیتزسکی و هاینز ، ۲۰۰۲) [۳۷].

#### ۴-۲-۱- عملکرد سدهای خاکی

محققان همچون کربینیتزسکی و هاینز در سال ۲۰۰۲، توراتا و همکارانش [۳۷-۴۰]. در سال ۲۰۰۲، پاتل و براهماپهات در سال ۲۰۰۳ و سینگ و همکارانش در سال ۲۰۰۵، پس لرزه هایی را که سبب روانگرایی و آسیب به خاک منطقه، ماسه جوشان، ترک خوردن زمین و رانش جانبی را مورد بررسی قرار دادند. بسیاری از این سدها مستقیماً روی نهشته های ابرفتی نرم رسوبی ساخته شده اند و محققان این آسیب را به روانگرایی نسبت داده اند. در هنگام زلزله مقدار کمی آب در مخزن بود و آسیب اصلی به خاکریز در قسمت میانی دره جایی که آبگیر رسوب اشباع را نگه داری می کرد اتفاق افتاد. همان طور که قبلاً اشاره شد هیچ اطلاعاتی حاکی از وقوع حرکت شدید در نزدیکی سدها قابل دسترس نبود. به هر حال، کربینیتزسکی و هاینز در سال ۲۰۰۲ شدت زلزله را بر حسب مرکالی بر اساس بازدیدهای منطقه تخمین زدند. در سال ۲۰۰۵ هم سینگ و همکارانش حداکثر شتاب را با استفاده از فاصله تا مرکز زلزله و رابطه میرایی خاص منطقه تخمین زدند. در میان سدهای مورد بررسی حدوداً ۶۰ سد تا قبل از موسم بارندگی تعمیر شدند. در سال ۲۰۰۳ پاتل و براهماپهات به ظرفیت لرزه ای سدها را مورد بررسی قرار دادند چرا که زلزله احتمالی بعدی در آینده نگران کننده خواهد بود و این نکته بسیار حائز اهمیت می باشد. (کربینیتزسکی و هاینز و توواتا و همکاران ، ۲۰۰۲ . پاتل و براهماپهات ، ۲۰۰۳ . سینگ و همکاران ، ۲۰۰۵).

#### ۴-۲-۲- موارد تاریخی انتخاب شده

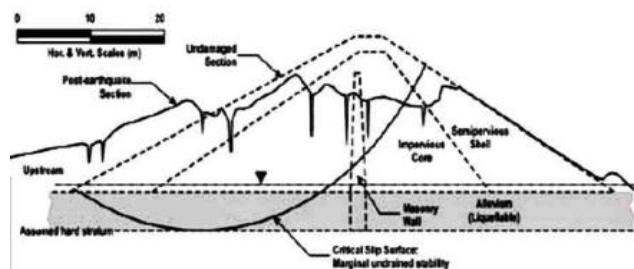
سدهای چانگ و تاپاردو از جمله سدهای آسیب دیده تحت زلزله بهوج بودند. مشاهدات در این سدها نشان داد که روانگرایی در بالادست منجر به تغییر شکل، رانش جانبی و ترک خوردن شده بود. دو سد واکنش بسیار متفاوت نشان دادند و واکنش های هر یک از آنها در جزئیات بیشتر در بخش بعد مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

#### ۴-۲-۱- سد چانگ

سد در سال ۱۹۵۹ به صورت منطقه بندی شده با یک دیوار هسته بنایی همانطور که در شکل ۹ نشان داده شده، ساخته شده است. بر اساس گزارشهای متفاوت ارتفاع سد بین ۱۵/۵ تا ۱۷ متر بود. مواد سازنده فونداسیون از رسوب نرم روی سنگ ماسه ای بستر قرار داشت. طبق گزارش یک گروه تحقیقاتی، سد در فاصله ۳ کیلومتری از تغییرات جدید زمین شناسی واقع شده بود. گسیختگی در بالادست سد در مقطع میانی و با افت تاج سد به مقدار تخمینی ۱۰ متر بود. به هر حال، تورم در هر دو شیب بالا دست و پایین دست در قسمت پاشنه مشاهده شد. طبق گزارش پاتل و براهماپهات در سال ۲۰۰۳، تعدادی ترک طولی بزرگ در تاج و دامنه بالادست مشاهده شد که در شکل ۱۰ نشان داده شده است. هسته و دیوار شکل هم به دلیل تغییر شکل خاکریز گسیخته شد. مخزن در هنگام زلزله تقریباً خالی بود ولی با بررسی های متعدد به ماسه جوشان نزدیک به بالادست قسمت پاشنه اشاره کردند (شکل ۱۱) که نشان می دهد رسوب ها اشباع بودند و در طول لرزه روانگرایی اتفاق افتاده بود. توواتا و همکارانش در سال ۲۰۰۲، آزمایش موج سوئدی را در نزدیکی پنجه بالادست انجام دادند و گزارش کردند که ۲/۵ متر بالای فونداسیون ماسه نرم بوده است. طبق گزارش پاتل



و براهمایهات در سال ۲۰۰۳، آسیب وارده به سد بسیار زیاد برای تعمیر قبل از فصل بارندگی در نظر گرفته شد. پس یک برش تمام ارتفاعی در قسمت دره ساخته شد تا به سیلاب اجازه عبور ایمن دهد. (پاتل و براهمایهات , ۲۰۰۳)



شکل ۹: مقطع عرضی سد چانگ که نشان دهنده خاکریز خسارت دیده و خسارت ندیده است. (سینگ و همکاران , ۲۰۰۵) [۳۹].



شکل ۱۰: یک ترک طولی بزرگ، تقریباً ۱۰ متری که در نزدیکی تاج سد چانگ دیده شده است. (پاتل و براهمایهات , ۲۰۰۳) [۴۰].



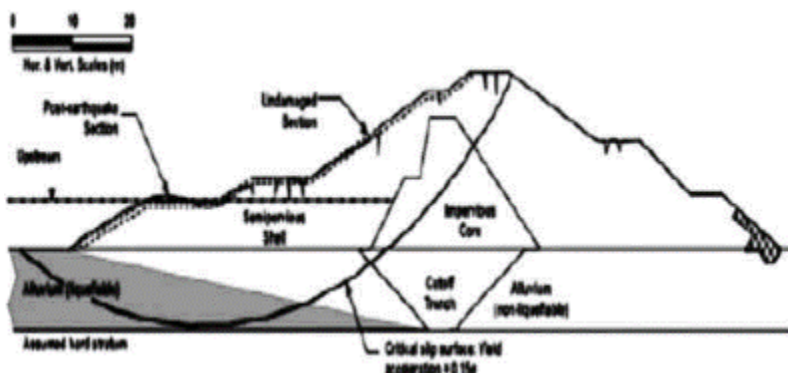
شکل ۱۱: جوشش ماسه ای مشاهده شده در مخزن سد چانگ در نزدیکی پنجه سد (پاتل و براهمایهات , ۲۰۰۳) [۴۰].

#### ۴-۲-۲-۲- سد تاپار

سد تاپار در سال ۱۹۷۵ ساخته شد و به دلیل تامین مصارف کشاورزی و آب آشامیدنی سد مهمی در منطقه تلقی می شود. هنگام زلزله سطح آب داخل مخزن بسیار کم بود ولی خشک نبود. تاپار دارای ارتفاع ۱۵/۵۰ متر و منطقه بندی به لحاظ مصالح بوده که در شکل ها نشان داده شده است. ضریب ارتعاشی در طراحی استفاده شد که منجر به ساخت برم ها یا همان شیب شکن ها در خاکریز در پنجه ی بالاست و پایین دست احداث شد. طبق گزارش براهماریات و جوداو در سال ۲۰۰۳، سد در طی زلزله دچار



روانگرایی شده بود که با پوشش ماسه ای و جداسدگی جانی نزدیک پنجه بالا است دچار شد که در شکل ۱۳ نشان داده شده است. نشست در تاج به حدود ۱۵۰ متر بود و حرکات در سمت بالا است وجود داشت [۴۰]. (براهمایهات و جوداو، ۲۰۰۳).



شکل ۱۲: مقطع عرضی سد تاپار که نشان دهنده خاگریز خسارت دیده و خسارت ندیده است. (سینگ و همکاران، ۲۰۰۵) [۳۹].



شکل ۱۳: رانش جانبی در نزدیکی پنجه سد تاپار (براهمایهات و جوداو، ۲۰۰۳) [۴۰].

طبق گزارش سینگ و همکارانش در سال ۲۰۰۵، ترک های طولی در امتداد تاج به عمق ۳ متر اتفاق افتاد (شکل ۱۴) و ترک هایی هم در قسمت برم ها (شیب شکن ها) در قسمت بالا دست رخ داده بود. طبق گزارش براهمایهات و جوداو در سال ۲۰۰۳، اغلب سدها خسارت در مقطع میانی دره تمرکز داشت و در جایی که عملاً سد آسیبی ندیده بود، روانگرایی در نزدیکی تکیه گاه ها وجود نداشت. طبق گزارش کرینیتزسکی و هاینز در سال ۲۰۰۲، همانطور که در شکل ۱۵ دیده می شود، دیوار سرریز بر روی سازه بنایی غیر مسلح بنا شده بود و هیچ آسیبی ندیده بود. به هر حال قسمت بالایی برج کنترل گسیخته شد و برج همچنین به نظر کج شده که نشان دهنده این بود که مصالح فونداسیون مقاومتشان را از دست داده بودند. به هر حال قسمت های ترک خورده در تاج سد حفاری شده و مجدداً با خاک غیر قابل نفوذ کوبیده شده و تعمیر شدند. قسمت های تخریب شده در شیب بالادست هم برداشته شده و مجدداً با خاک کوبیده شدند. یک لایه به ضخامت یک متر هم در برهما (شیب شکن ها) در هردو شیب کوبیده شد. تمامی جزئیات تعمیرات ذکر شده توسط براهمایهات و جاداو در سال ۲۰۰۳ گزارش گردید [۴۰-۴۵]. (کرینیتزسکی و هاینز، ۲۰۰۲. براهمایهات و جوداو، ۲۰۰۳. سینگ و همکاران، ۲۰۰۵)





شکل ۱۴: ترکهای طولی در امتداد تاج سد تاپار به عمق ۳ متر [۳۷] و



شکل ۱۵: خسارت در سد تاپار [۳۷].

#### ۳-۴- سد کولبون شیلی

سد فقط آسیب جزئی در زلزله ماتول، ۲۷ فوریه ۲۰۱۰ در شیلی متحمل شد. حداکثر شتاب اندازه گیری شده در سد ۰/۳۷ گرم بود.

#### ۳-۴-۱- سد کولبون

یک سد خاکی با ۱۱۶ متر ارتفاع، ۵۵۰ متر طول و حجم ۱۳۰۸۷۰۰۰۰ متر مکعبی است که در شکل ۱۵ نشان داده شده است. یک هسته ماسه ای لای دار مایل و پوسته متراکم شده شنی دارد. فونداسیون رودخانه ای ۶۸ متر عمق دارد. یک آب بند بتنی برای کنترل نشست فونداسیون ساخته شده است. سد ۱۵۰۰ میلیون مترمکعب ذخیره آب در رودخانه مائول در ۳۰ کیلومتری شمال شرق شیلی مرکزی قرار دارد. از جمله اهداف این سد تامین آب آبیاری و همچنین تولید برق بوده است. سد در سال ۱۹۸۵ به اتمام رسیده بود. سه نهر کوچک پیرامون مخزن هستند. [۴۱]



شکل ۱۵: شیب سمت راست و پایین دست سد کلبون در شیلی [۴۱].

#### ۴-۳-۲- زلزله مائول

طبق گزارش ناشای و همکارانش در سال ۲۰۱۰، در ۲۷ فوریه ۲۰۱۰ در ساعت ۳:۳۴ بامداد به وقت محلی یک زلزله قدرتمند به اندازه ۸/۸ ریشتر مرکز شیلی را لرزاند. مرکز زلزله تقریباً ۸ کیلومتری ساحل مرکزی شیلی بود. گسلی مایل که بیشتر از ۸۰۰۰۰ کیلومتر مربع در ساحل امتداد یافته است. منطقه مائول متحمل ضربه مستقیم با مدت زمان زیاد لرزش حداقل ۱۰۰ ثانیه و حداکثر شتاب افقی و عمودی زمین بیش از ۰/۶۰ گرم بود. زلزله باعث مرگ ۵۲۱ نفر که تقریباً نیمی از مرگ و میر را سونامی پس از زلزله منجر شد. بیش از ۸۰۰۰۰۰ نفر مستقیماً توسط مرگ، آسیب دیدگی و جابجایی متاثر شدند. بیش تر از سیصد هزار ساختمان به درجات مختلف اعم از چندین مورد تخریب کامل آسیب دیدند [۴۲].

#### ۴-۳-۳- عملکرد سد

در این بخش گزارشات نوگوارا در سال ۲۰۱۰ در رابطه با تمام اطلاعات از عملکرد زلزله است. سد ۱۸۳ کیلومتر از مرکز زلزله و شکستگی گسل فاصله داشت. شتاب سنج در تونل سنگی حداکثر شتاب افقی را ۰/۳۷۱ گرم ثبت کرد. حداکثر شتاب عمودی ۰/۵۰٪ بیشتر از حداکثر شتاب افقی بود. یک کانال الکتریکی در مجاورت لبه پایین دست تاج حداکثر ۲ متر افقی و تقریباً یک متر عمودی جابجا شد که در شکل ۱۶ دیده می شود. اما شیب سنج در قسمت پایین دست تغییر شکلی برای زلزله نشان نداد. خاکریز مقداری جزئی نشست و جابجایی متحمل شد اما بیشتر از ۱۰ سانتی متر نبود. ترک های عرضی در طول تاج و در مجاورت هردو تکیه گاه حدوداً یک سانتی متر ضخامت داشت. بعد از حفاری هم در عمق ۳ متری ترکها ناپدید شدند. در پیرومترهای کاساگراند هم تغییراتی در هردو تکیه گاه وجود نداشت. پیرومترهای پنوماتیک هم در درون سد عمل نکردند [۲۲].

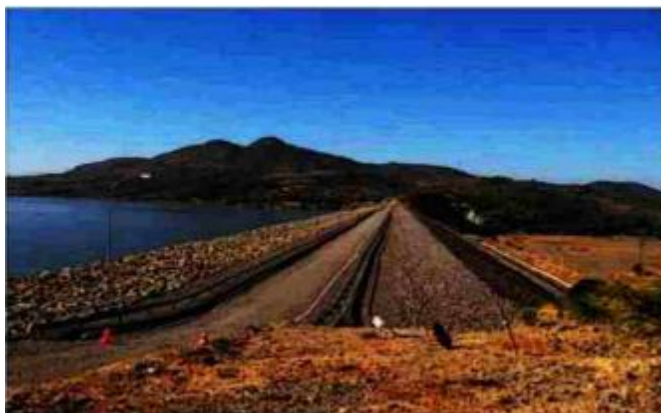


شکل ۱۶: کانال الکتریکی در شیب پایین دست در تاج سد کولبون [۲۲].

عملکرد سد کولبون در مقابل زلزله بزرگ به مقدار کافی بوده است. ترک های جانبی در کناره ها یک رخداد معمول در سدهای خاکریزی با کناره های با شیب تند در محدوده عمق آزاد بود. جابجایی کانال الکتریکی به نظر می رسد به دلیل شتاب زیاد در تاج سد بود. متاسفانه هیچ اندازه گیری از شتاب در دسترس نیست.

#### ۴-۴- سد کونونتو ویجو

سد فقط آسیب خیلی جزئی از نتیجه زلزله ۲۷ فوریه ۲۰۱۰ متحمل شد. حداکثر شتاب زمین ۰/۳۸ گرم در پنجه سد اندازه گیری شد. شدت زلزله بیشتر از مقدار پیش بینی شده در طراحی سد بود. سد خاکریزی با ۳۲ متر ارتفاع و هسته مرکزی رسی و پوسته متراکم شده شنی و ناحیه انتقالی شنی با مواد ریزدانه انتخاب شده است که در شکل های ۱۷ تا ۱۹ نمایش داده شده است. سد ۷۲۸ متر طول و ۳ میلیون متر مکعب حجم دارد. همانطور که در شکل ۱۸ نشان داده شده است، سرریز و خروجی سازه در شمال تپه ای در کناره راست خاکریز واقع شده است. سد به صورت مرحله ای بین سالهای ۱۹۷۳ تا ۲۰۰۶ ساخته شده است. طبق گزارش آلورز و همکارانش در سال ۱۹۸۲ و همچنین نوگوارا در سال ۲۰۱۰، سد روی تهر چیمبارانگو در ۲۵ کیلومتری شمال از شیلی مرکزی قرار گرفته است و ۲۳۷ متر مکعب میلیون ذخیره آب و با سطحی به اندازه ۴۵۰۰ هکتار برای آبیاری، کنترل سیلاب و تولید برق طراحی و ساخته شده است [۲۲، ۴۲].

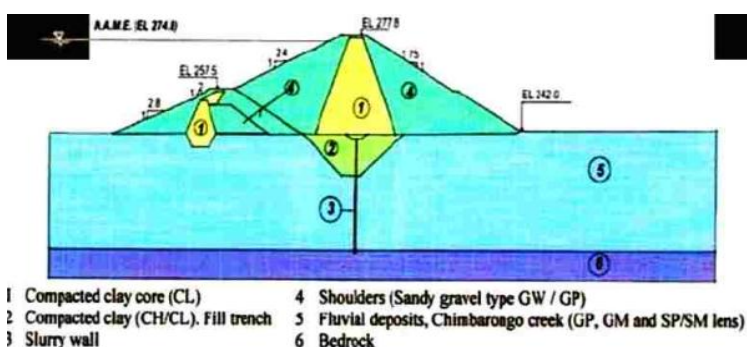


شکل ۱۷: نمای سد کونونتو ویجو از تکیه گاه سمت راست [۲۲].



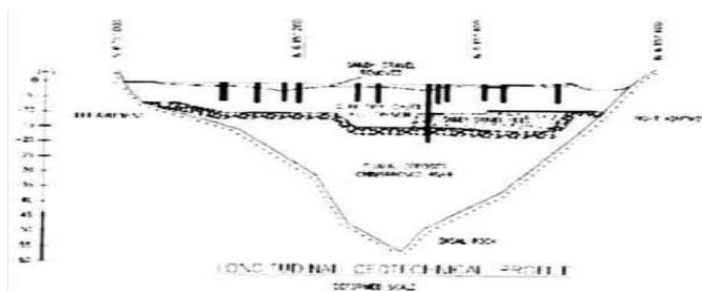


شکل ۱۸: سرریز در پایین دست سد کونونتو ویجو [۴۳].



شکل ۱۹: مقطع عرضی سد کونونتو ویجو [۴۳].

خاکریز از مصالح رودخانه عمدتاً شن و ماسه ساخته شده است. حداکثر عمق فونداسیون ۵۵ متر زیر قسمت مرکزی سد می باشد. در نزدیک سطح فونداسیون در قسمت مرکزی سد هم شن ماسه ای و لای دار با حداکثر ضخامت ۱۰ متر با درجه تراکم بالا قرار داشت. زیر این لایه، ماسه های سیلتی با تراکم نسبتاً زیاد بود. این لایه در قسمت مرکزی سد ۱۵ متر ضخامت داشت. زیر این مواد و روی سنگ بستر شن ماسه ای، با چگالی نسبتاً بالا قرار گرفته بود. ترانشه آب بند با عمق ۷ تا ۱۶ متر، در فونداسیون حفاری شده و با رس متراکم پر شده بود. به دلیل شروع زمستان و پیامد خطر سیلاب، یک عمل اضطراری با پر کردن قسمت راست ترانشه تا یک اندازه زیراب با شن ماسه ای و با احتمال زیاد بدون کنترل تراکم قرار گرفته بود. عمق این پرشدگی تقریباً ۱۰ متر و طول آن حدود ۱۸۰ متر بود که در شکل ۲۰ نشان داده شده است [۴۲، ۴۳].



شکل ۲۰: مقطع عرضی فونداسیون سد کونونتو ویجو [۴۳].



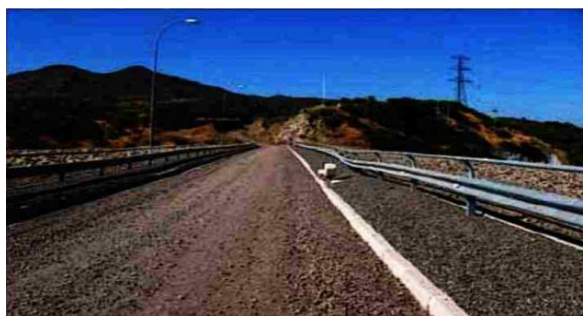
یک دیوار بتن پلاستیک به طول ۵۰۰ متر و ترانشه آب بند حداکثر عمق ۵۵ متر و مصالح رودخانه ای به پهنای ۷/۲۰ متری ساخته شده بود. در زمان طراحی، رفتار تغییر شکل کششی و جواب های دینامیکی خاکریز با استفاده از روش تفاوت های محدود آنالیز شده بود. دو بخش یکی بالای ترانشه آب بند و دیگری تقریباً با مصالح ریزدانه نرم مورد تحلیل و آنالیز قرار گرفته بود.

#### ۴-۴-۱- زلزله مائول

طبق گزارش الناشای و همکارانش در سال ۲۰۱۰، در ۲۷ فوریه ۲۰۱۰ در ساعت ۳:۳۴ بامداد به وقت محلی یک زلزله قدرتمند به اندازه ۸/۸ ریشتر مرکز شیلی را لرزاند، مرکز زلزله تقریباً ۸ کیلومتری ساحل مرکزی شیلی بود. گسلی مایل که بیشتر از ۸۰۰۰۰ کیلومتر مربع در ساحل امتداد یافته است. منطقه مانول متحمل ضربه مستقیم با مدت زمان زیاد لرزش حداقل ۱۰۰ ثانیه و حداکثر شتاب افقی و عمودی زمین بیش از ۰/۶۰ گرم بود. زلزله باعث مرگ ۵۲۱ نفر که تقریباً نیمی از مرگ و میر را سونامی پس از زلزله منجر شد. بیش از ۸۰۰۰۰۰ نفر مستقیماً توسط مرگ، آسیب دیدگی و جابجایی متأثر شدند. بیش تر از سیصد هزار ساختمان به درجات مختلف اعم از چندین مورد تخریب کامل آسیب دیدند [۴۲].

#### ۴-۴-۲- عملکرد زلزله

خاکریز و سازه خروجی سرریز به خوبی در طول و بعد زلزله عمل کردند. هیچ نشانه ای از مشکلات مهم و عدم کارایی در تجهیزات وجود نداشت. ترک های طولی جزئی در تاج در مرتفع ترین نقطه خاکریز مشاهده شد. بیشترین نشست ۲۷۹ میلیمتر بود. آنالیزهای لرزه ای این نشست را ۲۳۰ میلی متر پیش بینی کرده بود. یک گودافتگی قابل توجه در تاج تقریباً روی جایی که ترانشه آب بند قرار داشت در شکل ۲۱ نشان داده شده است. [۲۲].



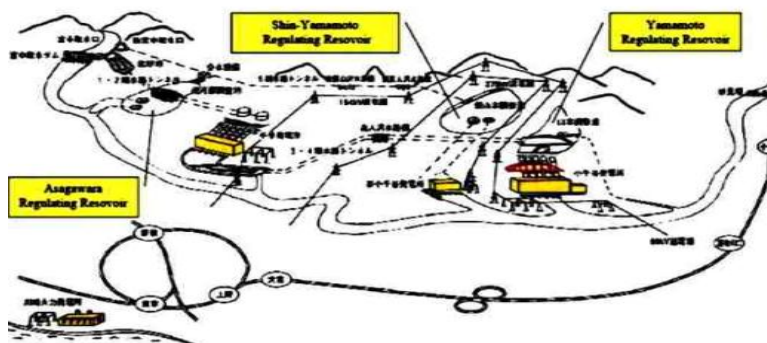
شکل ۲۱: گود افتگی در تاج در امتداد ترانشه آب بند سد کونونتو و بوجو [۲۲].

سد در ۲۵۱ متری از کانون زلزله و به فاصله ۹۰ کیلومتری از شکستگی گسل قرار داشت. سه شتاب نگاشت هم رکوردها را ثبت کردند. طبق گزارش نوگوارا در سال ۲۰۱۰، شتاب نگاشت AZ روی خاکهای رودخانه ای قرار داشت و پس لرزه های بزرگی را ثبت کرده بود. طبق گزارش کامپانا و همکارانش در سال ۲۰۱۱، در زلزله ی ۲۷ فوریه در پای سد شتاب منطقه آزاد ۰/۴۹ گرم اندازه گیری شد (برآیند نیروهای شرق غربی و شمالی جنوبی). این مقدار ۱۱ درصد بیشتر از حداکثر زلزله محتمل قبول شده در مطالعات خطر لرزه ای است. ۱۴ شتاب سنج کاساگراند، ۷ عدد در هسته، ۷ عدد در فونداسیون زیر ترانشه آب بند و پایین دست دیوار آهکی است و ۱۵ پیژومتر الکتریکی در پایین دست فیلتر و پایین دست فونداسیون وجود داشتند. سطوح آب در تمامی فشارسنج ها (پیژومترها) در حین زلزله افزایش یافت همه آنها به غیر از دو تا بعد از سه روز به سطح قبل از زلزله بازگشتند. آن دو در منطقه ای که شن ماسه ای در ترانشه آب بند قرار داده شده بود، قرار داشتند. فشارسنج های الکتریکی نیز به زلزله پاسخ دادند اما قرائت آنها در زلزله کاهش یافت. طبق گزارش نوگوارا در سال ۲۰۱۰، قرائت فشارسنج ها همچنین با چندین پس لرزه قوی تحت تأثیر قرار گرفت [۲۲، ۴۳].



#### ۴-۵- سدهای شین یاماموتو، یاماموتو و آساگاوارا و اسکاوارال ژاپن

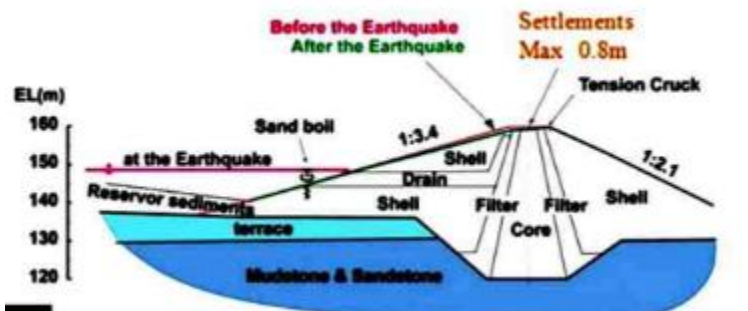
نظارت بر ساخت سدهای ذخیره ای شین- یاماموتو، یاماموتو و آساگاوارا و مخازن تنظیمی آب برای نیروگاه شینانوگاوا توسط شرکت راه آهن شرق ژاپن انجام شده است که در شکل ۲۲نمایی از آنها نشان داده شده است. این سه سد آب رودخانه شینانو را که یکی از بزرگترین رودخانه های کشور ژاپن می باشد ذخیره می کنند. سدهای یاماموتو و شین- یاماموتو در شهر لوجیا و سد آساگاوارا در شهر توکاماچی در حوزه نیگاتا واقع شده اند. نیروگاه این سدها به منظور تامین برق قطارهای فوق سریع شینگانس استفاده می شوند. در طول انتقال آب به مخازن برای تولید انرژی، زلزله ای با شدت ۴ ریشتر رخ داد که نیروگاه را به سرعت به حالت تعلیق درآوردند و با تخلیه اضطراری مخزن آب را تخلیه کردند. با توجه به توقف منبع تغذیه نیروگاه، دروازه های تخلیه اضطراری مخازن برای خروج آب قادر به باز شدن نبودند، بنابراین جریان آب باقی مانده در تونلها را وارد مخزن ها کرده تا سطح آب داخل مخازن به صورت موقت افزایش یابد و ژنراتورها بتوانند با تولید برق دریچه ها را باز کنند تا عملیات تخلیه مخازن انجام پذیرد. هر سه سد خاکی و نیروگاه هایشان توسط زلزله نیگاتا کن چوتسو (البته تحت عنوان زلزله حوزه میانی نیگاتا شناخته شده است) در ۲۳ اکتبر سال ۲۰۰۴ دچار آسیب شدند. عملیات مرمت سدها در حدود ۱۸ ماه به طول انجامید و نهایتا در مارس ۲۰۰۶ به پایان رسید. در ادامه فاصله موقعیت این سه سد نسبت به مرکز زلزله نیگاتا- کن مورد بررسی قرار گرفته است. [۴۴ ۴۶].



شکل ۲۲: محل قرار گیری مخازن نیروگاه شینوگلاوا [۱۶].

#### ۴-۵-۱- سد شین یاماموتو

سد جدید یاماموتو حدودا در فاصله ۳/۱ مایلی از مرکز زلزله نیگاتا-کن واقع شده است. این سد از نوع سد خاکی منطقه بندی شده با پوسته ای از جنس مخلوط خاکی و زهکش بالادست . فیلتر و هسته مرکزی از ترکیبات رس، ماسه و شن می باشد. پی از جنس سنگ رسوبی نرم پلیو پلیستوسن است. سد شین یاماموتو به منظور تولید اوج که منجر به جریان های سریع بازگشت به صورت روزانه است مورد استفاده قرار گرفته است که به همین دلیل برای این سد نسبتا جدید و مدرن سیستم زهکش بالادست طراحی شده است. این سد در سال ۱۹۹۰ ساخته شده است و محور سد به شکل یک نیم دایره است. ارتفاع این سد ۱۳۹ فوت و طول تاج آن ۴۵۶۷ فوت است. سد دارای تجهیزات مختلف از جمله حسگرهایی شامل پیزومتر تنش سنج و گیج های متفاوت برای اندازه گیری نشست و در مجموع ۶ لرزه نگار (شتاب نگاشت) می باشد که ۴ مورد از آن در تاج سد و دو مورد در پنجه شیب پایین دست قرار گرفته اند [۴۵].



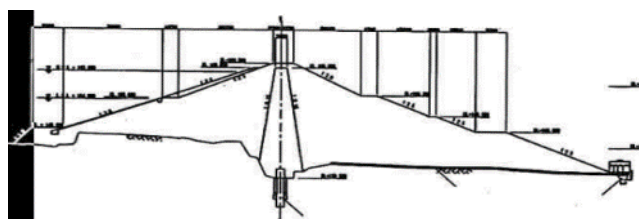
شکل ۲۳: مقطع عرضی سد شین یاماموتو [۴۵].

#### ۴-۵-۲- سد یاماموتو

سد یاماموتو حدوداً در فاصله ۳/۷۰ مایلی از مرکز زلزله نیگاتا-کن واقع شده است. این سد از نوع سد خاکی منطقه بندی شده است که در سال ۱۹۵۴ ساخته شده است و ارتفاع این سد ۹۲ فوت و طول تاج آن ۳۰۴۱ فوت است. هسته مرکزی از جنس ترکیبات رسی و شن و ماسه بستر رودخانه و پوسته های بالادست و پایین دست از شن و ماسه های ته نشین شده بستر رودخانه شینانو هستند. دیوار آب بند بتنی با حداقل ضخامت ۲/۶۰ فوت در زیر یک شکاف در تاج سد در سمت تکیه گاه راست با طول ۱۶۴ فوت تعبیه شده است [۴۶].

#### ۴-۵-۳- سد آساگاوارا

سد آساگاوارا حدوداً در فاصله ۱۳/۷۰ مایلی از مرکز زلزله نیگاتا-کن واقع شده است. این سد از نوع سد همگن خاکی است که در سال ۱۹۴۵ ساخته شده است. ارتفاع این سد ۱۲۱ فوت و طول تاج آن ۹۵۸ فوت می باشد. هسته و پوسته سد از خاکی با ۴۰٪ رس ساخته شده است در حالی که در پوسته پایین دست از مواد درشت دانه تر با حداکثر قطر ۱۰۰ میلیمتر استفاده شده است. دیوار بتنی آب بند این سد در امتداد محور اصلی سد قرار گرفته است [۴۶].



شکل ۲۴: مقطع عرضی سد اساکاوارا [۴۶].

#### ۴-۵-۴- زلزله ۲۳ اکتبر ۲۰۰۴

زلزله ۲۳ اکتبر ۲۰۰۴ نیگاتا-کن چونتسو شدتی برابر با ۶/۶۰ ریشتر داشت (که تحت عنوان زلزله حوزه میانی نیگاتا شناخته شده است). در واقع بخشی از پس لرزه، زلزله شدیدی بود که در جزیره هونشو " رخ داده بود. این جزیره یکی از جزایر اصلی و مهم کشور ژاپن می باشد که در منطقه چابو در محدوده نیکانا و در نزدیکی شهر اوجیا واقع شده است. کانون اصلی یا همان مرکز زلزله در مختصات ۳۷/۳۰ شمالی و ۱۳۸/۸۰ شرقی در عمق ۱۵/۸۰ کیلومتر واقع شده بود. شدت ثبت شده در بازه ۶ الی ۷ در مقیاس شدت ژاپنی بود و پس لرزه های متعدد از جمله پس لرزه هایی با شدت ۶ ریشتر پس از زمین لرزه اصلی نیز به ثبت رسیده است. با توجه به شواهد ثبت شده از زلزله هایی که در طول تاریخ در این منطقه رخ داده اند، این گسل معکوس دارای محورهای فشرده ساز در جهات شمال غربی، جنوب شرقی (NW/SE) می باشد. حداکثر شتاب این زلزله در ایستگاه لرزه نگاری اوجیا، نزدیکترین محدوده



به محل کانون زلزله در حدود ۱/۵۰ ثابت شده است. زلزله باعث آسیب قابل توجهی به بسیاری از ساختمان ها، جاده ها و راه آهن ها اعمال کرد. همچنین ۶۷ نفر کشته و ۴۸۰۵ نفر مجروح شدند [۱۶].

#### ۴-۵-۵- اثرات زلزله و عملکرد مشاهده شده

##### ۴-۵-۵-۱- سد شین یاماموتو

بررسی های انجام گرفته بر روی بدنه سد پس از پس لرزه بیانگر نشست قابل توجه و ترک های موازی در امتداد محور سد، ماسه جوشان و تغییر شکل های لغزشی کم عمق و سطحی بوده است. همچنین نتایج بررسی های صورت گرفته بیانگر، مقداری خاک نرم در زهکش بالادست، روانگرایی در پوسته بالا دست و نشست بوده است. میزان خاک نرم در زهکش بالادست بیشتر از میزانی بود که در هنگام ساخت در نظر گرفته شده بود و با توجه به کنترل کیفیت و نظارت دقیق در هنگام ساخت این مقدار باید در هنگام زلزله با مقدار اصلی ترکیب شده باشد. حفاری های اکتشافی به منظور بررسی شن و ماسه جوشان نشان داده اند، که روانگرایی در مصالح کم عمق سطحی (تا عمق سه متر از سطح بالادست) محدود شده بود. اعتقاد بر این است که بخش پایین این لایه به اندازه کافی فشرده نشده بود تا از حرکت ماسه ها در طول لرزش شدید زمین به سمت سطح ممانعتی ایجاد نماید. حداکثر مقدار نشست در لایه نازک رسی هسته در نزدیکی خاکریز در تکیه گاه سمت چپ در حدود ۲/۸۰ فوت اندازه گیری شده بود، که در واقع ۲ درصد از ارتفاع سد می باشد. این نشست در طول هسته مرکزی توزیع شده بود [۴۵].

##### ۴-۵-۵-۲- سد یاماموتو

آسیبهایی ناشی از زلزله در سد یاماموتو شامل تغییر شکل های لغزشی سطحی، ماسه جوشان در شیب بالادست و ترکهایی عرضی در طول خاکریز راست در تاج سد بوده است. نشست بدنه سد در تمام سازه در حدود ۰/۳۰ الی ۰/۴۰ فوت اندازه گرفته شده است. بررسی های ترانشه ها بعد از پس لرزه ها نشان می دهد که منبع ماسه های جوشان حداکثر تا عمق ۳/۳۰ فوتی از سطح بوده اند. تغییر شکل های لغزشی به صورت سطحی و حداکثر حدود ۱،۶۰ فوت بوده و در زمان زلزله تغییر شکل های ناشی از روانگرایی ماسه و لغزش سطحی، هم تراز با سطح آب داخل مخزن مشاهده شده است [۴۶].

##### ۴-۵-۵-۳- آساگاوارا

آسیب های وارده بر سد آساگاوارا شامل شکلی گیری ترک هایی در تاج سد و نشستهای پله ای بر روی شیب بالادست بوده است. در طول تاج سد چندین شکاف عرضی در راستای محور سد و یک نشست پله ای با حد اکثر اختلاف ۱/۷۰ فوت در راستای خط مرکزی اتفاق افتاده است. بیشترین نشست بدنه سد ۲/۵۰ فوت بوده است و هیچ گونه تغییر شکل ناشی از زلزله در شیب بالادست و پایین دست سد مشاهده نشده است. با توجه به بررسی های انجام شده پس از زلزله، شکاف ها و پله های ایجاد شده بعد از پس لرزه ها، عمیق تر و در جهت بالادست ایجاد شده اند و حداکثر دارای عمق ۱۰/۸ فوت میباشند. تغییر شکل تاج سد به علت عدم تراکم مناسب ۳ متر فوقانی بدنه سد نیز توسعه یافته بود [۴۶].

#### ۴-۵-۶- ابزار دقیق و رکوردهای شتابنگاری

مقدار شتاب حداکثر زلزله در فونداسیون های این سد به طور دقیق بدست نیامده است، ولی تحرکات ناشی از زلزله در سطح نوع ۲ بوده و بیشترین شتاب آن بیشتر از ۰/۵ گرم تخمین زده شده است. داده های موجود نشان می دهند که بیشترین شتابها در طول گسل معکوس در دیواره سدها ثبت شده اند. بنابراین، حرکت زمین در ساختگاه سد وابسته به شدت زلزله و فاصله از مرکز زلزله و صفحه کانونی گسل می باشد. آسیب های وارده بر سد شین یاماموتو، یاماموتو و آساگاوارا در زلزله ۲۳ اکتبر ۲۰۰۴، با شدت ۶/۸۰ ریشتر در منطقه نیگاتا-کن چوتسو تقریباً جزئی بوده است. اگرچه نشست بدنه و تغییر شکل های سطح لغزشی در هر سه سد





رخ داده شده است ولی بررسی های صورت گرفته بعد از لرزه ها تایید می کند که توانایی ذخیره آب در این سدها در معرض خطر نبوده است. همچنین نشست یا تراوش در این سدها رخ نداده است. در زمان زلزله باید ژنراتورهای هیدروالکتریک به سرعت خاموش شوند، اگرچه در این شرایط هیچ انرژی و یا سیستم ژنراتور جایگزینی برای عملکرد دریاچه ها بعد از زلزله وجود نخواهد داشت. البته این وضعیت می تواند بدتر شود اگر در همان زمان برخی حادثه های پیش بینی نشده دیگر نیز رخ دهد و آب محبوس شده قادر به آزاد کردن و با تخلیه نشود. [۴۵-۴۶]

## ۵- جمع بندی و نتیجه گیری

در این مقاله مروری، به بررسی رفتار سدخاکی تحت حرکات زلزله می پرداخته شده است. سد های خاکی هنگامی که در معرض حرکت زمین لرزه قوی قرار می گیرند عملکرد رضایت بخشی دارند به طور معمول عملکرد آنها تقریباً به ماهیت خاک استفاده شده برای سازه مربوط است. بیشتر سد های خاکی خوب ساخته شده قادر به ارتعاش قابل توجه زلزله بدون اثرات زیان بارند. سد های ساخته شده از مواد رسی فشرده بر روی فونداسیون های رسی یا سنگ بستر حرکت قوی زمین را تحمل کردند.

۱- در مقایسه خاکریز های قدیمی تر ساخته شده روی مواد شنی یا از ماسه ها یا سیلت ها با تراکم ناکار آمد و همچنین سد های باطله همگی تقریباً موارد مشخصی از شکست هارا نشان دادند که در اصل ناشی از قابلیت روانگرایی این مواد بود. بنابراین سدها یکی از انواع سازه های هیدرولیکی در این دوره محسوب می شوند و سدهای باطله پرخطرناکترین انواع سدهای خاکی می باشند.

۲- بررسی های انجام گرفته بر روی این سدها نشان می دهد که، سدهای خاکی ساخته شده در طول سالهای اخیر با تجهیزات کافی و مطابق با استانداردها، به طور چشم گیری پیشرفت کرده اند و می توانند زمین لرزه های شدید را تحمل کنند.

۳- هر چه تجهیزات و وسایل دقیقتر و بادوام لازم در حین ساخت و بهره برداری از سد بکار گرفته شود، تغییر شکل کمتری در سد ایجاد شده و قابل کنترل تر می گردد.

۴- استفاده از دانش روز و بهره گیری از تجربیات ساخت و نگهداری از سد می تواند به مدیریت بهینه سد در حین ساخت و بهره برداری کمک شایانی بنماید.

۵- سد های خاکی در مقایسه با سدهای بتنی دارای انعطاف بهتری برای پذیرش بار دینامیکی ناشی از نیروی زلزله داشته باشد.

## ۶- مراجع

- [1]- Ghiasi, V., Heydari, F., and Behzadinezhad, H., 2021, **Numerical Analysis and Back Calculation of Embankment Dam Using Monitoring Results (Case Study: Iran-Lurestan Rudbar)**, Sci Iran, <https://doi.org/10.24200/sci.2021.56159.4579>.
- [2]- Ghiasi, V., and Koushki, M., 2020, **Numerical and artificial neural network analyses of ground surface settlement of tunnel in saturated soil**, SN Applied Science, 2, 939, <https://doi.org/10.1007/s42452-020-2742-z>.
- [3]- Asadi, A., and Saba, H., 2020, **Evaluation of the Effect of Modulus of Elasticity in Clay Core on the Arching in the Crest of Earth Dams**, Computer Engineering Physics Model, 3, 12–20.
- [4]- Ferdowsi, A., Nemati, M., and Farzin, S., 2021, **Development of Dam-Break Model Considering Real Case Studies with Asymmetric Reservoirs**. Computer Engineering Physics Model, 4, 39–63.



- [5]-Hariri-Ardebili, M., Mahdavi, G., Abdollahi, A., and Amini, A., 2021, **An RF-PCE Hybrid Surrogate Model for Sensitivity Analysis of Dams**, *Water*, 13, 302. <https://doi.org/10.3390/w13030302>.
- [6]- Amini, A., Abdollahi, A., Hariri-Ardebili, M. A., and Lall, U., 2021, **Copula-based reliability and sensitivity analysis of aging dams: Adaptive Kriging and polynomial chaos Kriging methods**, *Applying Soft Computing*, 109:107524. <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2021.107524>.
- [7]-Abdollahi, A., Amini, A., and Hariri-Ardebili, M. A., 2022, **An uncertainty-aware dynamic shape optimization framework: Gravity dam design**, *Reliability Engineering System Safety*, 222:108402. <https://doi.org/10.1016/j.ress.2022.108402>.
- [8]- Choopan, Y., and Emami, S., 2019, **Optimal operation of dam reservoir using gray wolf optimizer algorithm (case study: Urmia Shaharchay Dam in Iran)**, *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 3, 47–61.
- [9]- Ferdowsi, A., Hoseini, S. M., Farzin, S., Faramarzpour, M., and Mousavi, S. F., 2020, **Shape optimization of gravity dams using a nature-inspired approach**, *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 4, 65–78.
- [10]- Fallahi, M., Cheraghi Seifabad, M., and Baghbanan, A., 2021, **Rock Slope Stability Analysis in the Left Abutment of Bakhtiary Dam, Iran**, *Computational Engineering and Physical Modeling*, 4, 1–19.
- [11]- USCOLD, 1999, **Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects**, April, 1999, 63 pp n.d.
- [12]- <https://www.nationalgeographic.com> n.d.
- [13]- USAEWES, 1999, **Report CEWES-GV-Z, Vicksburg**, Mississippi U.S. Army Corps of Engineers, 1999 n.d.
- [14]- USCOLD, 1992, **Observed Performance of Dams During Earthquakes**, July, 1992, 129 pp n.d.
- [15]- Asano, Y., Ito, Y., and Obara, K., 2006, **Activity of Very-low-frequency Earthquakes in Japan Monitored by a Sensitive Accelerometer Network**. AGU Fall Meet, 2006, V41A-1704.
- [16]- Yasuda, N., Kondo, M., Sano, T., Yoshioka, H., Yamaguchi, Y., and Sasaki, T., 2005, **Effect of the mid Niigata prefecture earthquake in 2004 on dams**, 37th Jt. Meet. panel Wind Seism. Eff. US Japan Nat. Resour. Dev. Program, Tech. Rep., 2005.
- [17]- Makdisi, F., Chang, C. Y., Wang, Z., and Mok, C., 1991, **Analysis of the Recorded Response of Lexington Dam during Various Levels of Ground Shaking**, SMIP91 Seminar on Seismological and Engineering Implications of Recent Strong-Motion Data 1991.
- [18]-Kayen, R., Cox, B., Johansson, J., Steele, C., Somerville, P., and Kongai, K., 2008, **Geoenvironment and seismological aspects of the iwate miyagi-nairiku, japan earthquake of June 14**, GEER Web Report, Online Rep 2008.
- [19]- Yamaguchi, Y., 2008, **Preliminary investigation of dams stricken by the Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008**, 5th EADC Int. Symp. Co-existence Environ. Dams, Oct, 2008.
- [20]- Climent, A., 2009, **Bolanos During the Costa Rica Earthquake of January 8, 2009**, Strong motion was recorded in dams or site projects of Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) n.d.
- [21]- Nip, J. Y. M., 2009, **The Case OF THE Wenchuan Earthquake**, *Citiz Journal Glob Perspect*, 1, 95-105.
- [22]- Noguera, G., 2010, **The Performance of Dams Recent Major Earthquakes-The performance of dams during the Cauquenes (Chile) earthquake**, *International Journal of Hydropower Dams*, 17, 78-91.





- [23]- Seed, H. B., Makdisi, F. I., and De Alba, P., 1997, **The performance of earth dams during earthquakes**, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering.
- [24]- Bureau, G., and Campos-Pina, J. M., 1986, **Performance of Mexican dams, earthquake of 1985**, News Issue, 79.
- [25]- Horowitz, G. F., Ehasz, J., 1987, **Whittier Narrows Earthquakes**, US COLD Newsletter, 14–18.
- [26]- Rodda, K. V., Harlan, R. D., and Pardini, R., 1990, **Performance of Austrian Dam During the October 17, 1989, Loma Prieta Earthquake**, US COLD Newsletter, 6–8.
- [27]- National Inventory of Dams, 1984, March 24 update USCOLD. Bibliography on Performance of Dams During Earthquakes, compiled by Philip Gregory. U. of California. Berkeley, sponsored by US COLD Committee on Earthquakes 1984.
- [28]- Bray, J. D., and Frost, D., 2010, **Geo-Engineering Reconnaissance of the February 27, 2010 Maule**, Chile Earthquake, GEER Assoc Rep No GEER-022 2010.
- [29]- Tamura, T., 1997, **Behavior of Dams during The Hyogoken-Nambu Earthquake on January 17, 1995 in Japan**, ICOLD Q 75 R 23, Florence 1997.
- [30]- U.S. Army Corps of Engineers, 1995, Reconnaissance by U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station-Team of the Great Hanshin Earthquake of January 17, n.d.
- [31]- USCOLD, 1985, **Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects**, October, 39 pp. n.d.
- [32]- Midorikawa, S., Miura, H., and Ohmachi, T., 2008, **Report on the 2008 Iwate Miyagi Nairiku, Japan Earthquake**, Tokyo Institute of Technology, Japan.
- [33]- USCOLD, 2000, **Observed Performance of Dams During Earthquakes**, II, October, 162 pp n.d.
- [34]- Ohmachi, T., and Tahara, T., 2011, **Nonlinear Earthquake Response Characteristics of a Central Clay Core Rockfill Dam**, Soils and Foundations, 51, 227–38. <https://doi.org/10.3208/sandf.51.227>.
- [35]- Tani, S., Tsukuni, S., and Shiomi, T., 2009, **Performance of a fill dam based on the performance-based design concept and study of a seismic retrofitting method**, Soils and Foundations, 49, 841–851.
- [36]- Mejia, L. H., Sun, J. I., Salah-Mars, S., Moriwaki, Y., and Beikae, M., 1992, **Nonlinear dynamic response analysis of Lexington Dam**, SMIP92 Semin. Proceedings, Strong Motion Instrum. Program, California Division, Mines Geol. Pap., 10.
- [37]- Krinitzsky, E. L., and Hynes, M. E., 2002, **The Bhuj, India, earthquake: lessons learned for earthquake safety of dams on alluvium**, Engineering Geology, 66, 163–96. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(02\)00049-2](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(02)00049-2).
- [38]- Patel, A. C., Brahmabhatt, R. B., and Devi, S., 2003, **Mechanical properties and morphology of PP/ABS blends compatibilized with PP-g-2-HEMA**, Journal of Applying Polymer Science, 88, 72–78. <https://doi.org/10.1002/app.11554>.
- [39]- Singh, R., Roy, D., and Jain, S. K., 2005, **Analysis of earth dams affected by the 2001 Bhuj Earthquake**, Engineering Geology, 80, 282–291. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.06.002>.
- [40]- Brahmabhatt, V.S., and Jadav, M. K., 2003, **Challenging task of restoration of Rudramata, Tapper and Shivilakha water resources projects damaged due to Bhuj earthquake**, Proceedings, ICOLD 71st Congr Annu Meet Montr Canada, 357–369.



- [41]- Babbitt, D. H., and Charlwood, R. G., 2009, **Wenchuan Quake Report**, USSD Newsletter 2009.
- [42]- Elnashai, A. S., and Gencturk, B., Kwon, O. S., Al-Qadi, I. L., Hashash, Y., and Roesler, J. R., 2010, **The Maule (Chile) earthquake of February 27**, Consequence assessment and case studies. 2010.
- [43]- Campaña, J., Valenzuela, L., and Bard, E., 2010, **Seismic response of the Convento Viejo earth dam during the February 27th 2010 Chile earthquake**, Obras y Proy Rev Ing Civ, 37–46.
- [44]- JCOLD, 2009, **Japanese Commission on Large Dams**, Effects of the 2004 Mid Niigata Earthquake on three J.R. Dams (Shin-Yamamoto, Yamamoto, and Asagawara Dams), Current Activities on Dams in Japan.
- [45]- Matsumoto, N., 2006, **Findings from Niigata Earthquake**, a summary from ICOLD Barcelona June 21, Japan Dam Engineering Center.
- [46]- Ohmachi, T., 2004, **Safety of Fill Dams under Level 2 Earthquake Motions**, Lessons from the 2004 Niigata-Chuetsu Earthquake 2004.