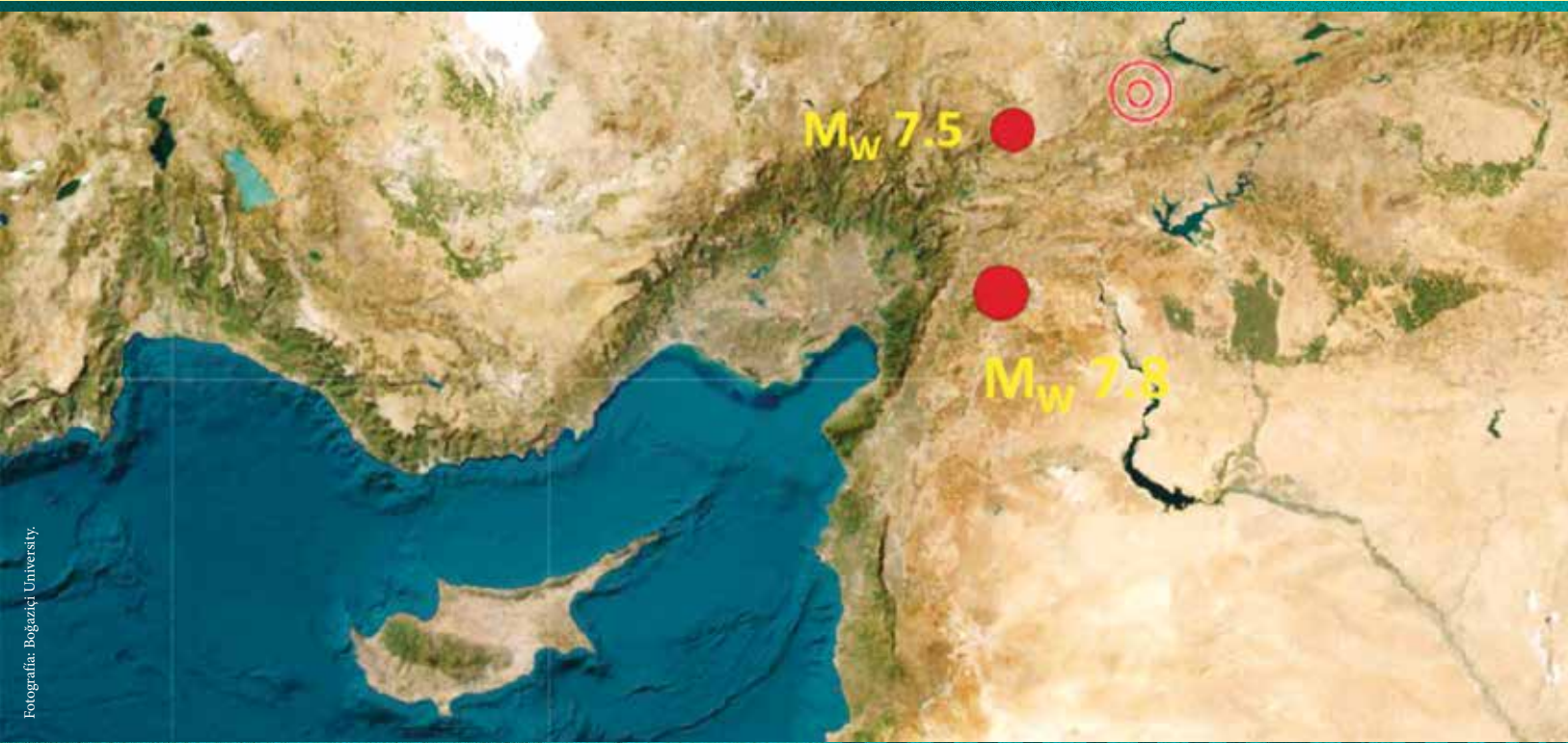


Revista Chilena de
INGENIERIA

ISSN 0370 - 4009 / N° 499 / Agosto 2023



Fotografía: Bogaziçi University.

Anales del Instituto de Ingenieros

Vol. 135, N° 2 / ISSN 0716 - 2340

INSTITUTO DE INGENIEROS DE CHILE

Fundado en 1888

Miembro de la American Society of Civil Engineers (ASCE)

JUNTA EJECUTIVA

Presidenta

Silvana Cominetti Cotti-Cometti

Primer Vicepresidente

Ricardo Nicolau del Roure G.

Segundo Vicepresidente

Cristian Hermansen Rebolledo

Tesorero

Jorge Pedrals Guerrero

Protesorero

Juan Carlos Barros Monge

Secretario

Germán Millán Valdés

Prosecretaria

Ximena Vargas Mesa

DIRECTORIO 2023

Hernán Alcayaga S.

Elías Arze Cyr

Dante Bacigalupo Marió

Marcial Baeza Setz

Cristian Barrientos Gutiérrez

Juan Carlos Barros Monge

Fernando Bravo Fuenzalida

Juan E. Castro Cannobbio

Alex Chechilnitzky Zwicky

Silvana Cominetti Cotti-Cometti

Alejandra Decinti Weiss

Roberto Fuenzalida González

Rodrigo Gómez Álvarez

Mauro Grossi Pasche

Cristian Hermansen Rebolledo

Nicolás Majluf Sapag

Carlos Mercado Herreros

Germán Millán Valdés

Marcela Munizaga Muñoz

Eduardo Muñoz Castro

Juan Music Tomicic

Luis Nario Matus

Ricardo Nicolau del Roure G.

José Orlandini Robert

Jorge Pedrals Guerrero

Luis Pinilla Bañados

Daniela Pollak Aguiló

Miguel Ropert Dokmanovic

Alejandro Steiner Tichauer

Ximena Vargas Mesa

Secretario General

Carlos Gauthier Thomas

SOCIEDADES ACADÉMICAS MIEMBROS DEL INSTITUTO

ASOCIACIÓN CHILENA
DE SISMOLOGÍA E INGENIERÍA
ANTISÍSMICA, ACHISINA.

Presidente: Jorge Carvallo W.

ASOCIACIÓN INTERAMERICANA
DE INGENIERÍA SANITARIA
Y AMBIENTAL – CAPÍTULO
CHILENO, AIDIS.

Presidente: Alexander Chechilnitzky Z.

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA
HIDRÁULICA, SOCHID.

Presidente: Hernán Alcayaga S.

SOCIEDAD CHILENA
DE GEOTECNIA, SOCHIGE.

Presidente: Roberto Gesche S.

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA
DE TRANSPORTE, SOCHITRAN.

Presidenta: Marisol Castro A.

SOCIEDAD CHILENA DE EDUCACIÓN
EN INGENIERÍA, SOCHEDI.

Presidente: Raúl Benavente G.

COMISIONES DEL INSTITUTO

Cambio climático y el agua.

Presidente: Luis Nario M.

Comunicaciones.

Presidente: Germán Millán V.

El Estado, su eficiencia, su rol y los desafíos futuros.

Presidente: Jorge Pedrals G.

Ingenieros en la historia presente.

Presidente: Miguel Ropert D.

La buena empresa: nuevos desafíos de gestión.

Presidente: Nicolás Majluf S.

Práctica y academia en la ingeniería chilena.

Presidenta: Silvana Cominetti C.

Propuestas desde la ingeniería para superar la pobreza.

Presidente: Juan Enrique Castro C.

Una visión y diagnóstico desde la ingeniería a la baja participación de jóvenes en Sociedades Académicas y Profesionales.

Presidente: Eduardo Muñoz C.

CONSEJO CONSULTIVO

Raquel Alfaro Fernandois

Elías Arze Cyr

Marcial Baeza Setz

Juan Carlos Barros Monge

Bruno Behn Theune

Sergio Bitar Chacra

Mateo Budinich Diez

Juan Enrique Castro Cannobbio

Jorge Cauas Lama

Joaquín Cordua Sommer

Alex Chechilnitzky Zwicky

Álvaro Fischer Abeliuk

Roberto Fuenzalida González

Alejandro Gómez Arenal

Tomás Guendelman Bedrack

Diego Hernández Cabrera

Jaime Illanes Piedrabuena

Agustín León Tapia

Nicolás Majluf Sapag

Jorge Mardones Acevedo

Carlos Mercado Herreros

Germán Millán Pérez

Guillermo Noguera Larraín

Luis Pinilla Bañados

José Rodríguez Pérez

Rodolfo Saragoni Huerta

Mauricio Sarrazin Arellano

Raúl Uribe Sawada

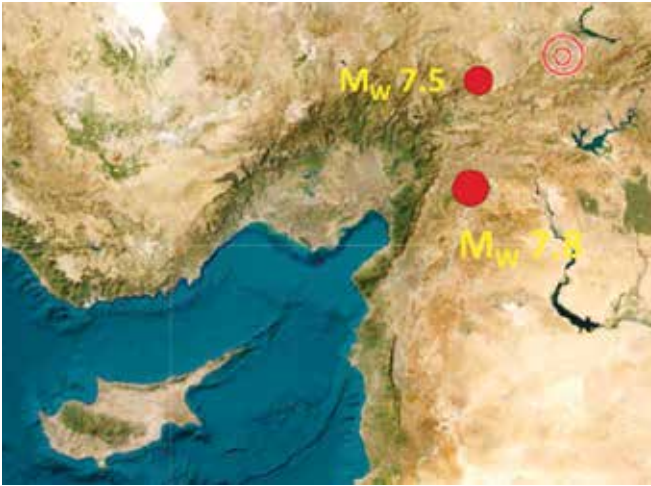
Luis Valenzuela Palomo

Solano Vega Vischi

Hans Weber Münnich

Andrés Weintraub Pohorille

Jorge Yutronic Fernández



Nuestra portada

Pazarckic y Ekinözü son los nombres turcos de dos terremotos; nombres que van a permanecer en la historia de la ingeniería sísmica. Ambos sismos ocurrieron el pasado 6 de febrero, el primero de magnitud 7,8 que ocurrió a las 4:00 am, y el segundo de 7,6 ocurrió como a las 13:30 horas, con más de 55.000 fallecidos. (Fotografía - Fuente: Boğaziçi University).

REVISTA CHILENA DE INGENIERÍA N° 499, agosto de 2023

Dirección: San Martín N° 352, Santiago
Teléfonos: 22696 8647 - 22698 4028 - 22672 6997
www.iing.cl • e-mail: iing@iing.cl

DIRECTOR

Raúl Uribe S.

CONSEJO EDITORIAL

Álvaro Fischer A.
Roberto Fuenzalida G.
Tomás Guendelman B.
Jaime Illanes P.
Germán Millán P.
Mauricio Sarrazin A.

REPRESENTANTE LEGAL

Silvana Cominetti Cotti-Cometti

SECRETARIO GENERAL

Carlos Gauthier T.

SECRETARÍA

Patricia Núñez G.

DIAGRAMACIÓN

versión productora gráfica SpA

EDITORIAL.

Pág. 2

LOS TERREMOTOS DE TURQUÍA Y SIRIA $M = 7,8$ y $M = 7,5$ DEL 6 DE FEBRERO DE 2023.

Pág. 3

Conferencia del Sr. Rodolfo Saragoni H., Profesor Titular de la Universidad de Chile y Miembro Honorario de la IAEE.

AGUA: SEGURIDAD HÍDRICA Y ESCASEZ.

Pág. 34

Conferencia de la Sra. Damaris Orphanópoulos S., Vicepresidenta de SOCHID y Expresidenta de Ecconsa Chile Ltda.

ENTREVISTA A INGENIEROS DESTACADOS.

Pág. 64

– SRA. VIVIANA MERUANE NARANJO
– SR. HERNÁN DE SOLMINIHAC TAMPIER
Comisión de Ingenieros en la Historia Presente
Presidente: Miguel Ropert D.

El día martes 28 de marzo de 2023, el profesor Sr. Rodolfo Saragoni Huerta, Profesor Titular de la FCFM de la Universidad de Chile, Miembro Honorario de la IAEE y Past Presidente de ACHISINA, expuso sobre el tema: “Los Terremotos de Turquía y Siria $M = 7,8$ y $M = 7,5$ del 6 de febrero de 2023”.

Comenta el profesor Saragoni que Turquía es un país muy sísmico y que tiene una ingeniería sísmica de alta calidad. Agrega que el país está prácticamente sobre la placa de Anatolia. Además, están la North Anatolian Fault (NAF), la East Anatolian Fault (EAF), al Norte la placa de Eurasia y al Este, las placas Arábica y la Africana. Todas ellas interactúan lo que origina que esta zona sea muy activa sísmicamente. El último terremoto grande ocurrió en 1999, en la Anatolia Norte, de magnitud 7,4, causando 17.000 y 25.000 víctimas fatales.

Explica luego que la caída de tantos edificios podría relacionarse con el hecho que los espectros que se generan a partir de los registros son, en general, más altos que los establecidos en las normas. Extiende su análisis hacia la influencia que este terremoto tendrá en la normativa norteamericana, por la similitud entre esta falla de contacto de placas con similares casos en Estados Unidos.

Toda la comunidad internacional esperaba que el terremoto de Turquía hubiese ocurrido en Anatolia Norte, debido al hueco sísmico que ha quedado desde el terremoto de 1999, por lo que llama a estar muy atentos a lo que pudiera producirse en el futuro en Estambul. El profesor Saragoni concluye su presentación advirtiendo esta eventualidad, al considerar que el terremoto que analizó provocó el colapso de 5.000 edificios, cobró 44.000 víctimas fatales y 50.000 desaparecidos, a lo que hay que agregar 6.000 víctimas en Siria.

El día miércoles 26 de abril de 2023, la Sra. Damaris Orphanópoulos, Ingeniera Civil Hidráulica y Civil Estructural de la Universidad de Chile y vicepresidenta de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica SOCHID, dictó la conferencia titulada “Agua: Seguridad Hídrica y Escasez”. En primer término, se refirió a la seguridad hídrica, preguntándose: ¿Qué es?, ¿Existe o no? y ¿Qué es lo que necesitamos hacer, para lograr algo semejante, que, sin embargo, no es nunca una seguridad?

Luego habló de la capacidad técnica, la capacidad de acuerdo, la capacidad financiera y la capacidad legislativa, todas ellas requeridas para obtener logros en el sentido de acercarnos a la “seguridad hídrica”.

Discrepa con el concepto de “seguridad hídrica”, porque el agua es un bien, señala, y no funciona así. Funciona por probabilidades. Se debe hablar, por ejemplo, de 85% de seguridad de riego. Lo propio para la seguridad del diseño. Pero seguridad hídrica a secas, es algo que no parece realista, de hecho, es una promesa incumplible. Se refiere luego a un estudio del Ministerio de Medio Ambiente con el Laboratorio de Análisis Territorial de la Universidad de Chile, de 2017, en el que se brinda una definición orientada a mantener una alta resiliencia frente a amenazas asociadas a sequías, crecidas y contaminación, es decir, la propia definición contiene el germen del incumplimiento de esta promesa. El término “seguridad hídrica” no lo contiene, pero la definición sí lo hace. Por eso, confiesa que a ella le gusta mucho más la definición de seguridad hídrica de Grey y Sadoff, 2007, que en el fondo es muy simple: “nos hundimos o flotamos”.

Se refiere luego con detalle a la capacidad técnica; a la capacidad técnica hídrica, profundizando en lo relativo a la oferta, a la demanda y a la oferta y demanda en sequía. Especial énfasis pone en la decisión se construir plantas desalinizadoras en todas las cuencas deficitarias, soluciones que discute, preguntándose: ¿cómo explotar más racionalmente los acuíferos?, ¿cómo cuidar o explotar los embalses?, ¿de dónde, hacia dónde construir tuberías?, ¿cómo activar ciertas cooperaciones que necesariamente tienen que darse cuando hay sequía? ¿dónde y cómo reducir el consumo? ¿por cuánto tiempo? Todo ello debe plasmarse en un Plan de Sequía.

Por último, desarrolla con igual nivel de detalle, aspectos relacionados con la capacidad de innovación, con la capacidad de acuerdo y con la capacidad legislativa.

Como es habitual, en este período se llevaron a cabo las entrevistas a ingenieros destacados. En esta ocasión, los entrevistados fueron el señor **Hernán de Solminihac Tampier** y la señora **Viviana Meruane Naranjo**. Recomendando leer estos documentos que nos muestran el quehacer de dos ingenieros excepcionales que relatan sus sorprendentes y admirables experiencias.

LOS TERREMOTOS DE TURQUÍA Y SIRIA M = 7.8 Y M = 7.5 DEL 6 DE FEBRERO DE 2023

*Conferencia del Sr. Rodolfo Saragoni H., Profesor Titular de la Universidad de Chile
y Miembro Honorario de la IAEE*

El día martes 28 de marzo de 2023, vía zoom se dio inicio al ciclo de charlas del Instituto de Ingenieros de Chile. Como primera conferencia del año se contó como invitado al Sr. Rodolfo Saragoni Huerta, Profesor Titular de la FCFM de la Universidad de Chile, Miembro Honorario de la IAEE y Past presidente de ACHISINA, quién expuso sobre el tema: “Los Terremotos de Turquía y Siria M = 7,8 y M = 7,5 del 6 de febrero de 2023”.

El Sr. Rodolfo Saragoni es Ingeniero Civil en la Universidad de Chile en 1968 y su grado de Ph.D. en la Universidad de California, Los Ángeles (UCLA) en 1972.

Ha sido Presidente de la Asociación Iberoamericana de Ingeniería Sísmica y Vicepresidente de la Asociación Sudamericana de Ingenieros Estructurales, caracterizándose por participar en instituciones que impulsan el desarrollo de la ingeniería regional, siendo además corresponsal de la revista de la Asociación de Ingenieros Estructurales de la República Argentina. Miembro del Comité Científico del Centro Internacional de Seguridad Sísmica (ISSC) de la Agencia Internacional de Energía Atómica (IAEA).



Sr. Rodolfo Saragoni.

El Sr. Saragoni ha sido profesor visitante del curso de Pos Graduados de la Universidad Federal de Río Grande de Sud, Porto Alegre, Brasil en 1978, del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de California, Los Ángeles en 1985 y del curso de Posgrado de la Universidad de Cuyo, Mendoza en 2000.

Miembro correspondiente de la Academia Mexicana de Ingeniería y Miembro Honorario de la Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica (IAEE). Es reconocido internacionalmente por sus contribuciones a la caracterización de la demanda sísmica, especialmente por su definición del Potencial Destructivo.

Rodolfo Saragoni ha recibido varias distinciones entre ellas destacan: Premio Nacional de Ingeniería del Colegio de Ingenieros de Chile 2013 y “Medalla de Oro” y “Al Ingeniero por Acciones Distinguidas” - año 2018 del Instituto de Ingenieros de Chile. Premios Ramón Salas Edwards 1997 y 2014 del Instituto de Ingenieros de Chile, de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica “Premio ACHISINA a la Excelencia en Ingeniería Sísmica, 2005”, “Premio Ingeniero Estructural del Año 2011”, Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales de Chile y Premio “Juvenal Hernández en Ciencias y Tecnología”, Universidad de Chile, 2012.

Actualmente Profesor Titular de la División Estructuras, Geotecnia y Construcción, del Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile. En esta Universidad se desempeñó como Vicerrector Económico y Director del Departamento de Ingeniería Civil.

Sr. Rodolfo Saragoni.

—Buenos días a todos, especialmente a los colegas del extranjero que se han conectado, muchos amigos me han comunicado antes que se iban a conectar, así que muy sorprendido por la cantidad de inscritos, van a superar los 500 asistentes porque hay preinscrito cerca de 900, es una sorpresa muy grande para el Instituto, especialmente por el tema.

Doy los saludos a las distintas colectividades internacionales, que están participando en esta reunión y les deseo lo mejor.

En primer término, voy a dar esta charla en homenaje a los casi más de 55.000 fallecidos en estos dos terremotos.

Ocurrieron estos dos terremotos el 6 de febrero, el primero de magnitud 7,8 que ocurrió a las 4:00 horas, de la mañana, dato que es muy importante y el segundo de 7,5 que después termino clasificándose de 7,6 ocurrió como a las 13:30 horas de la tarde. Hay diferencia cuando ustedes vieron las imágenes en la televisión, los videos, lo que está oscuro fue en la noche e invierno, además está nevado, y en cambio el de las 13:30 horas de la tarde ocurrió de día, así que esa es la diferencia hay videos que ustedes pueden ver el colapso de las estructuras (Figura 1).



Figura 1

Los nombres de los terremotos son: **Pazarckic** y **Ekinözü** son los nombres en turco y esos son los nombres que van a permanecer a lo largo de la historia de la ingeniería sísmica (Figura 2).



Figura 2

Respecto a Turquía, bueno aquí en Chile la mayoría de la gente de origen palestino y sirio llegaron con pasaporte turco al país y nosotros llamamos “turcos” a estas colectividades y sus descendientes, pero la realidad es que he tenido que validar a ingenieros turcos para que trabajen en Chile en la Universidad y las familias turcas no son más de 10 en Chile.

La capital de Turquía es Ankara y la ciudad más turística obviamente es Estambul, que es la antigua Constantinopla, tiene casi 85 millones de habitantes, religión musulmana, se habla turco, tienen su lengua propia lo que es una dificultad para leer los informes y tiene un Gobierno muy autoritario.

El Presidente **Erdogán** hace unos años, hizo una purga en las Universidades y se eliminaron 20.000 académicos de las Universidades, así que los informes que llegan de Turquía en general están muy autocensurados. Hay muchas fotos, pero en realidad de los temas relevantes del colapso de edificios, un informe de la Universidad turca es muy difuso y uno entiende que están autocensurados, así que con esas limitaciones le voy a dar esta presentación (Figura 3).

La tectónica de los terremotos. Es importante para poder entender estos terremotos en Turquía.

Turquía es un país muy sísmico, tiene una muy buena ingeniería sísmica, realizó la séptima conferencia mundial de ingeniería sísmica en 1980, así que tiene mucha actividad, tiene muchas publicaciones de ingeniería sísmica.



Figura 3

Estambul es una ciudad muy cosmopolita, piensen que la final de la Champions League se va a jugar en Estambul, y es miembro de la OTAN, esto lo digo para que se entienda un poco la importancia estratégica que tiene Turquía.

Estuve la primera vez en 1980 en Turquía, terminamos mal porque cuando se realizó la conferencia mundial nos tocó un golpe de Estado, curiosamente fue el 11 de septiembre también, así es que he estado otras veces en Turquía (Figura 4).



Figura 4

La tectónica de los terremotos. Turquía está prácticamente en una placa, que es la placa de Anatolia, que está en la parte superior, la NAF, la North Anatolian Fault está escrito en

inglés y está la EAF, East Anatolian Fault, que está al costado derecho; la flecha indica el movimiento horizontal que tienen las placas, entonces al Norte interactúa con la placa de Eurasia y en el Este con la placa Árabe y la placa Africana, así que es una zona muy activa sísmicamente (Figura 5).

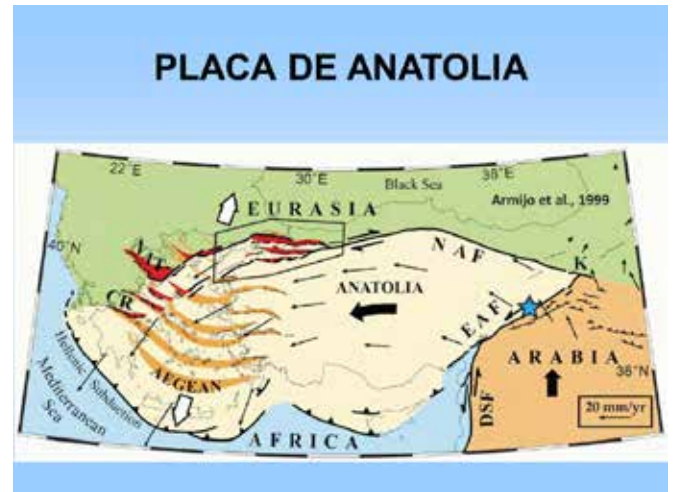


Figura 5

Acá tienen un mayor detalle, la falla de la Anatolia Este, que es donde ocurrió el terremoto con una rama y sigue al Sur en la falla del Mar Muerto, que se prolonga y se llama del Mar Muerto, porque el Mar Muerto es justamente la traza de la falla.

El último terremoto grande ocurrió en la Anatolia Norte en 1999, tuvo una magnitud de 7,4 y más o menos entre 17.000 a 25.000 muertos, los terremotos turcos no son una novedad, porque es, como ya dije, una zona sísmica, imagínense estar arriba de una placa que es muy activa.

El terremoto ocurrió entre la falla de la Anatolia Este, y la falla del Mar Muerto (Figura 6).

La falla del Mar Muerto, ustedes ven que sale en esta pequeña bahía, y el Mar Muerto es la traza de la falla, por eso el Mar Muerto es algo largo y angosto porque es la falla, y esta es la falla que se prolonga hacia al Norte y llega hasta Gaziantep y se junta con la otra falla.

Esta falla se está separando, llega al Gran Rift en África y África se está separando, pero es la misma falla. Lo que les va a llamar la atención es que cuando nosotros hablemos

de eso, vamos a hablar de bahía angosta y estos lagos largos y angostos, es característica de este tipo de trazas de fallas, porque son contactos de placas. La diferencia grande que tiene este terremoto, es que ocurre entre contactos de placas, entonces es diferente a los terremotos que ocurren debido a fallas superficiales en el interior de una placa, por eso este terremoto tiene magnitudes grandes 7,8; vemos terremotos muy grandes, para este tipo de terremotos, pero es por el contacto de placas (Figura 7).

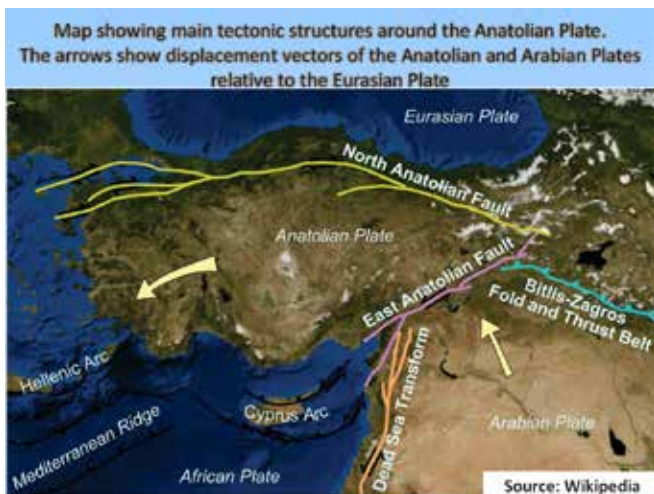


Figura 6



Figura 7

Aquí tienen la misma figura de la placa Anatolia, ustedes ven la falla del Norte de la falla de Anatolia y aquí está indicando cómo se están moviendo los dos lados de la

placa. Está la placa Eurasian al norte que se está moviendo 24mm por año es una placa muy activa, en cambio la placa del Este que causó este terremoto se mueve a 9mm por año. Entonces manténganlo en mente porque lo que importa en este tipo de terremotos de contacto de placas, es la velocidad con que se desplazan las placas entre ellas, también las flechas están indicando las direcciones en que se están moviendo las placas (Figura 8).

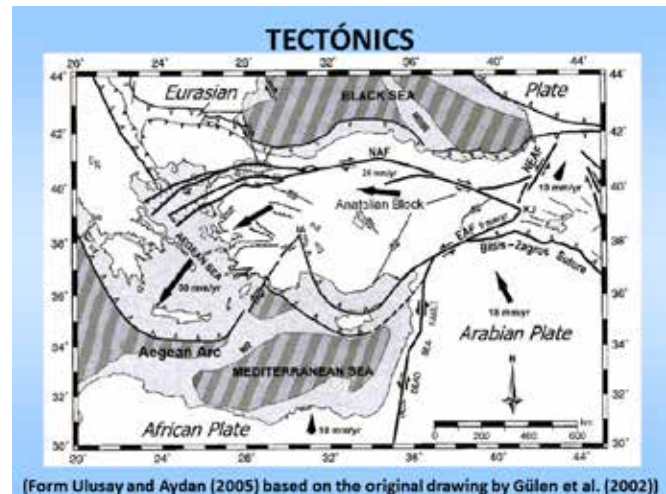


Figura 8

Aquí estamos en la falla del Este y ustedes ven que históricamente esta falla ha tenido numerosos terremotos durante el siglo XIX, en el 1500 también, o sea, este terremoto y esta falla no es una novedad que esté produciendo terremotos por esta gran actividad; con esa velocidad, de 10mm por año, esta falla produce muchos terremotos, pero lo producen en segmentos, entonces se producen ciertos vacíos o gaps sísmicos en que uno piensa que puede ocurrir un próximo terremoto (Figura 9).

En el caso particular el terremoto de 7,8, ocurrió en torno a dos segmentos de la falla Anatolia Este y la falla de Del Mar Muerto, que es la que mencionamos y que ustedes ven en las réplicas, están alineadas según esa falla (Figura 10).

El largo de la traza de la falla, este es un trabajo de Wells & Coppersmith, es un trabajo clásico, empírico, para estimar largos de fallas en función de la magnitud y ustedes ven, para un terremoto 8, 7,8 da como 200 km, ese sería el largo de la ruptura que tiene la falla, dentro de ese segmento que yo les mostré que es mucho más largo, hay un segmento

de 220 km que se rompió, en cambio el 7,6 da un poquito menos, pero anda también por los 200 km (Figura 11).

diferentes, porque la energía que se emite en la falla, varía a lo largo de ella, no es uniforme (Figura 12).

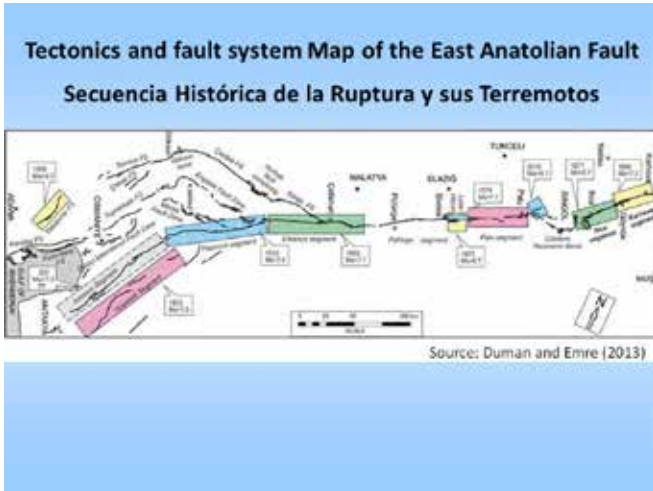


Figura 9

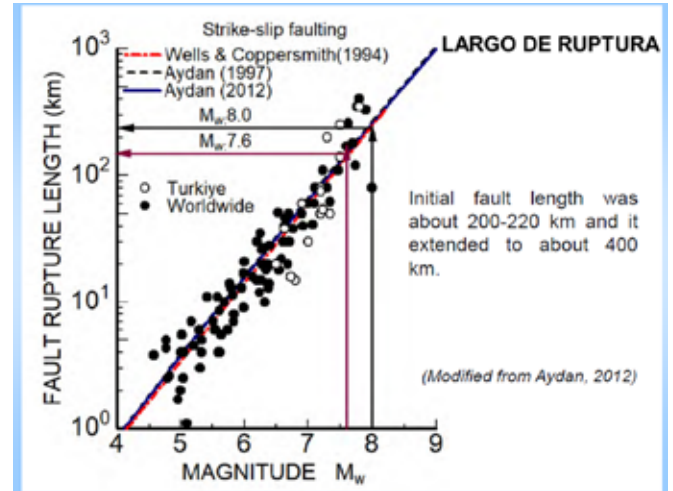


Figura 11

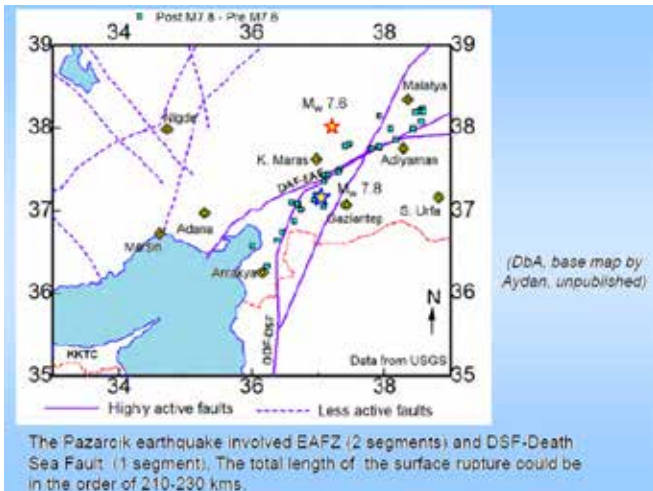


Figura 10



Figura 12

Gracias a la sismología, a la disposición de los GPS de la sismología, se usan GPS estáticos y dinámicos. Los GPS dinámicos miden el movimiento cada un segundo, pero estos son desplazamientos estáticos que muestran cómo se movió la corteza después del terremoto, y ustedes ven que, al Norte de esto, todo se movió al oeste, y al otro lado de la falla se movió al este. Los movimientos como ustedes ven no es uniforme a lo largo de la falla son distintos desplazamientos a lo largo de la falla y eso hace que la destrucción a lo largo de ella sea diferente y que las medidas instrumentales sean

Este, el terremoto Ekinözü de 7,6 el movimiento que tuvieron los GPS que son estáticos, dan información antes y después. Los sismólogos usan instrumentos más sofisticados hoy día, con 500 o 1000 GPS dinámicos que miden cada 1 segundo, como se mueve durante el movimiento sísmico el terremoto, pero acá estamos viendo solo los estáticos, esto es otra rama de la falla (Figura 13).

Acá está el escurrimiento en metros, estamos hablando de escurrimientos de 4 o 5 metros, en la dirección hacia la

izquierda en la parte azul, y la parte con rojo ese sería la rama del segundo terremoto. En el primer terremoto ven el escurrimiento con rojo que hace al lado derecho y el con azul que hace al lado izquierdo, entonces esos son los escurrimientos, pero cuando se pone más rojo o menos rojo indica que el escurrimiento fue distinto, no es que el escurrimiento sea uniforme a lo largo de la falla y por eso las medidas instrumentales son muy distintas una de otras (Figura 14).



Figura 13

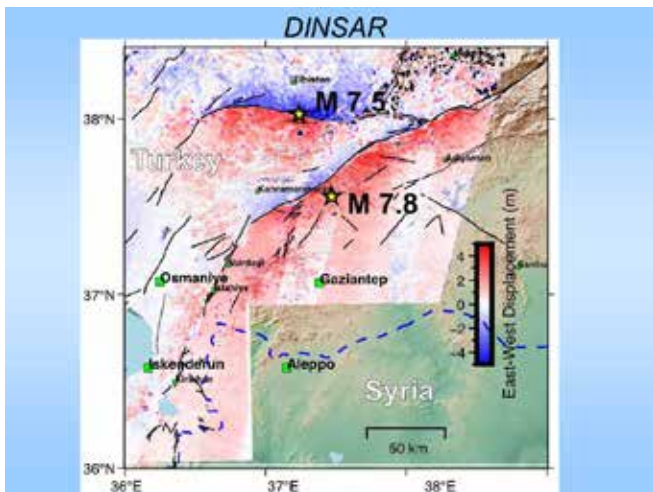


Figura 14

Tenemos el escurrimiento en distintas posiciones a lo largo de la falla, ustedes ven los escurrimientos que han habido, acá ven la línea del ferrocarril, aquí que se ve la falla que va en una dirección superior hacia la izquierda

y el escurrimiento que va hacia la dirección inferior a la derecha y, como yo le indiqué, en el centro ustedes ven la línea de ferrocarril deformada con estos 4 a 6 metros de escurrimientos, pero los escurrimientos no son uniformes, porque la falla no se desplaza uniformemente, entonces en 1 punto 4 metros, en otro puede ser 3 metros, en otros 2 metros, en otro no se ve ningún escurrimiento, así que eso complejiza el estudio cuando uno trata de interpretar los datos instrumentales (Figura 15).

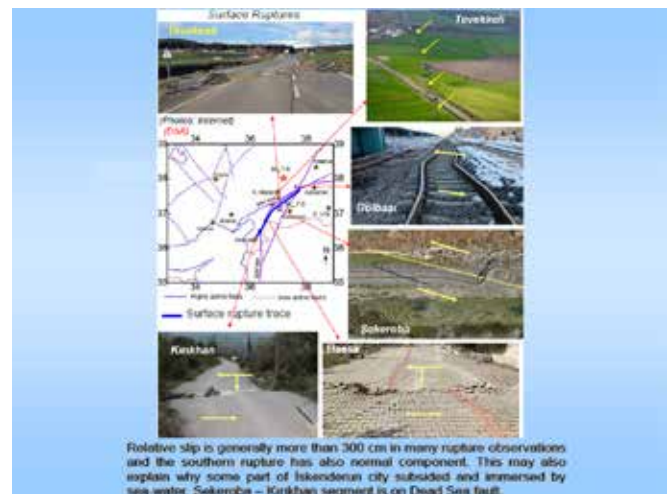


Figura 15

Vamos a hacer una comparación ahora con Estados Unidos, California, porque este terremoto tiene la característica de ser de contacto de placas y el terremoto de San Francisco de 1906 es de contacto de placas (Figura 16).

San Francisco está localizado en la línea negra y es la falla de San Andrés, en el lado del mar es la placa del Pacífico, y el lado continental es la placa de Norteamérica (Figura 17).

El terremoto de San Francisco ocurrió el 18 de abril de 1906 (Figura 18).

Ustedes ven el vaciamiento de los edificios en una de las calles principales de San Francisco, pero lo que llama la atención, es que los edificios quedaron en pie, eso fue uno de los problemas que tenemos en Estados Unidos, porque se calibró mal este terremoto. Y lo que ven al final es el incendio que viene avanzando, en San Francisco duró 3 días y prácticamente desapareció; es más famoso el incendio, por este motivo (Figura 19).

**COMPARACIÓN EEUU
TERREMOTO 1906 SAN FRANCISCO**

Figura 16

**TERREMOTO SAN FRANCISCO,
CALIFORNIA
18 ABRIL 1906**

Figura 18



Figura 17



Figura 19

Aquí tienen la traza de la falla de San Andrés, esta es una foto del geólogo Gilbert, profesor de geología de Berkeley. Al lado izquierdo donde está la dama, es la placa de Norteamérica, cruzando la traza de la falla, al lado derecho y están en la placa del Pacífico, te pasas caminando de una placa a otra, cosa que aquí en Chile en la mayoría del país no lo podemos hacer por la subducción (Figura 20).

Aquí está el corrimiento, esto es lo que se corrió la placa, 6 metros, son de órdenes de magnitud muy similares a los que acabamos de ver en los terremotos de Turquía (Figura 21).



Figura 20



Figura 21

Acá tienen la falla de San Andrés, una vista aérea, esta es la parte norte, estamos en la zona de Punta Reyes que es un Parque Nacional y ustedes ven nuevamente esta bahía angosta y larga, que es la traza de la falla, las fotos históricas están tomadas en esta zona, no era una zona muy populosa así que no hubo muchos muertos en este terremoto. Pero por ser tan similares los terremotos de Turquía, con los terremotos de Estados Unidos, hacen esta conexión natural entre ambas actividades sísmicas y obviamente este terremoto va a tener influencia en el diseño norteamericano (Figura 22).



Figura 22

Ahora comparemos con el caso chileno. Tenemos la falla de Magallanes-Fagnano que también es contacto de placas, con el contacto de la placa Sudamericana y Scotia (Figura 23).

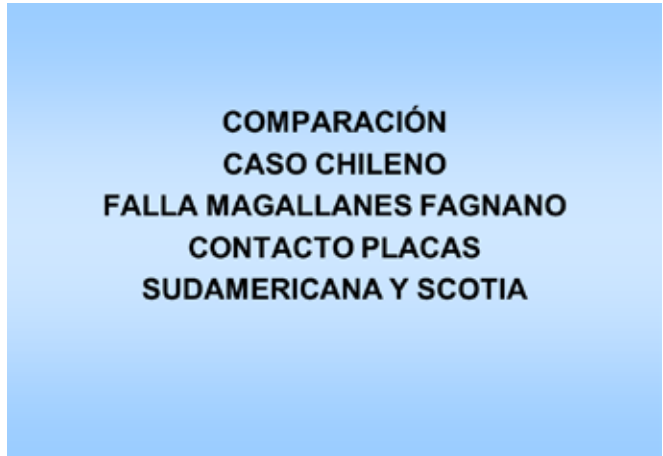


Figura 23

Esto ocurre al sur, esta es la falla Magallanes-Fagnano y corre como a 90 km de Punta Arenas, sigue en la Tierra del Fuego en el Lago Fagnano (Figura 24).



Figura 24

Esta es la traza de la falla, nuevamente nos encontramos en el lado argentino, con un lago largo, angosto, el típico porque está en la traza de la falla, entonces siempre aparecen estos lagos, estas bahías angostas y largas, porque es contacto de placa.

Los terremotos de 1949 ocurrieron en esta zona, más bien en Tierra del Fuego y como se sigue acá los dos terremotos se han sentido en Punta Arenas, es la única zona de Chile en la cual tenemos terremotos similares a los terremotos de Turquía (Figura 25).



Figura 25

La tasa deslizamiento de la falla, a qué velocidad se están moviendo las placas en ese contacto, lo han medido muy recientemente los geólogos del Departamento de Geología de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas en la Universidad de Chile. Esta placa tiene la misma velocidad que la falla Este de Anatolia que produjo el terremoto 7, 8 o sea 10mm/año es la misma velocidad del terremoto de Turquía, en cambio, en Tierra del Fuego en el segmento argentino han estimado 7,8mm/año.

Entonces este terremoto ocurre más o menos cada 150 a 200 años, y como ocurrió en 1949 la posibilidad que ocurra un terremoto de estas características en Chile va a ser a finales de este siglo o comienzos del siglo siguiente, si ocurriera antes va a ser de magnitud más pequeña, entonces estamos hablando de terremoto 7,8, a lo largo de una ruptura de 200 km (Figura 26).

La mayoría de nuestros terremotos, ocurren en la zona de subducción con el epicentro en el mar, hay terremotos intraplaca de profundidad intermedia, que ocurren en la placa de Nazca, así es que la única parte en que tenemos terremotos similares, es en la zona de Punta Arenas (Figura 27).



Figura 26



Figura 27

La falla San Ramón no es contacto de placa, es una falla cortical de 30 km de largo que corre entre el río Mapocho y el río Maipo, es una falla Inversa; la tasa de deslizamiento de esta falla es muy bajo como 1 mm, y los escarpes que ha producido la falla es de 5 metros, es lo que ha encontrado la palio-sismología y, por lo tanto, necesita como 5.000 años de acumulación de desplazamientos para producir ese escarpe, entonces estos terremotos ocurren cada 5.000 años, en cambio estos otros ocurren cada 150 a 200 años en Chile, así es que no corresponde a una falla cortical, como es la falla San Ramón (Figura 28).



Figura 28

La clasificación que se hizo en Estados Unidos de las fallas, tiene que ver con la magnitud y su tasa deslizamiento, una falla es muy activa si la tasa de deslizamiento es mayor que 5 mm por año, introduce terremotos de magnitudes mayores que 7 y ese es el caso del terremoto que estamos viendo que fue de 7,8. El rate o tasa de deslizamiento es en el orden de 10 mm por año, así también la falla de Magallanes-Fagnano, caería también en tipo A (Figura 29).

Sismicidad y Falla de los Grandes Terremotos Argentinos			
Tipo de Fuente Sísmica UBC 97			
Tipo de Fuente Sísmica	Descripción de la Fuente Sísmica	Definición de la Fuente Sísmica	
		Máximo Momento Magnitud, M	Razón de deslizamiento, SR (mm/año)
A	Fallas que son capaces de producir terremotos de gran magnitud y que tienen una alta sismicidad.	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5$
B	Todas las fallas que no pueden ser clasificadas como A o C.	$M \geq 7.0$ $M < 7.0$ $M \geq 6.5$	$SR < 5$ $SR < 2$ $SR < 2$
C	Fallas incapaces de producir terremotos de gran magnitud y que tienen además baja sismicidad	$M < 6.5$	$SR \leq 2$

Figura 29

Lo más importante para definir la actividad de una falla y clasificarla, es la longitud de la traza de la falla en kilómetros, porque eso lo transformamos en equivalencia en magnitud y la razón de deslizamiento o rate en milímetros por año.

Las fallas corticales en Chile son muy lentas y se llaman cuaternaria porque tienen periodos de retorno de 5.000 a 10.000 años de ese orden, entonces no son comparables a esta falla que estamos estudiando (Figura 30).

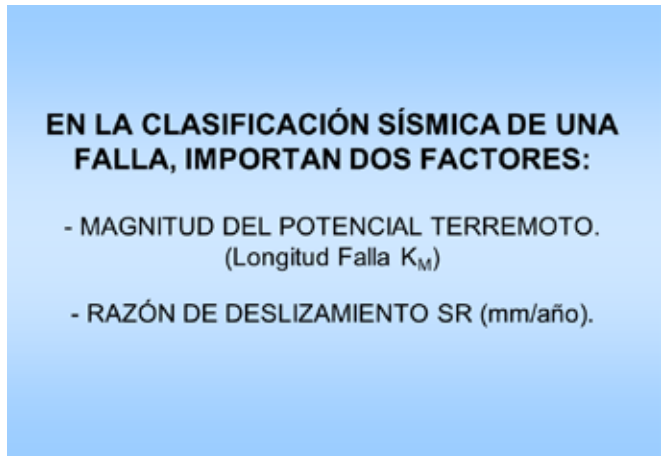


Figura 30

Vamos a pasar a las características sísmicas de los terremotos (Figura 31).



Figura 31

En la definición de los mecanismos estimados por distintos centros, la gente de Turquía piensa que la mejor solución para el terremoto de Pazarcik es la de KOERI, que daría una magnitud de 7,7 en vez de un 7,8, pero la profundidad es el problema son 10 km de profundidad, o sea una falla muy superficial, por eso produjo tanto daño (Figura 32).

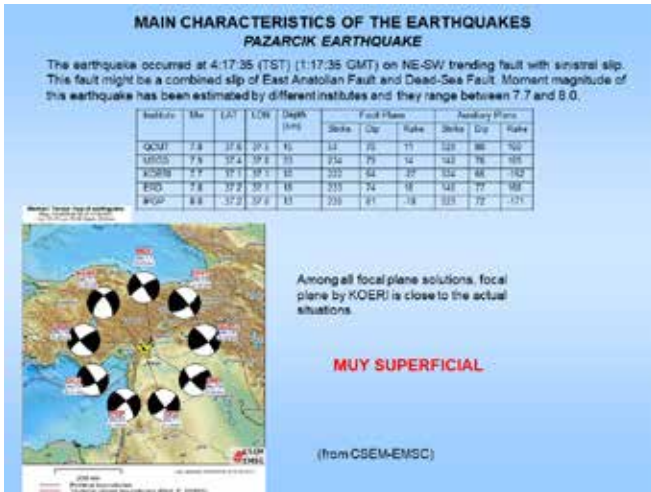


Figura 32



Figura 34

Y lo mismo ocurre para el terremoto Ekinözü que también llegamos a que la solución KOERI, nos da una magnitud mayor que la de 7,5 es 7,6 y una profundidad igual que 10 km, que son terremotos muy superficiales y por eso producen tanto daño, importa también la distancia a la traza de la falla en el daño (Figura 33).

Esta es una descomposición de la actividad en torno a la falla, la falla Este-Oeste, no está incluida la falla del Mar Muerto, esta es una solución que hizo Melgar por inversión de los acelerógrafos; hay más de 200 acelerógrafos y de sismógrafos, y se llega a la distribución del corrimiento en la falla.

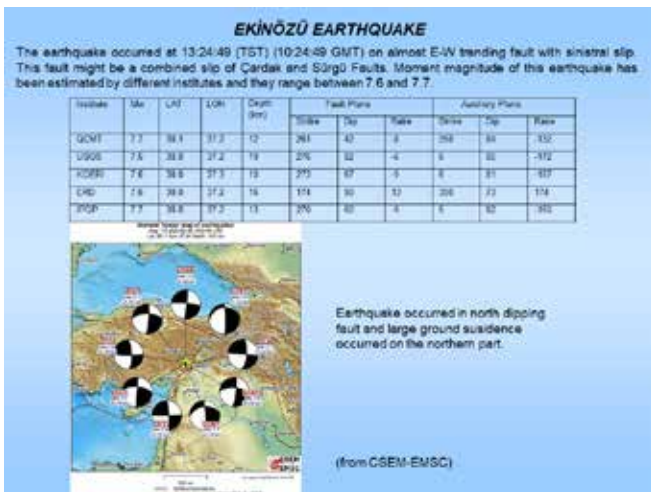


Figura 33

El corrimiento puede llegar hasta 8 mm, pero no es uniforme a lo largo de la falla. Para llegar a la inversión, la velocidad que dan de la ruptura va cambiando a lo largo y ustedes ven que los colores indican que los grandes escurrimientos de 8 mm están acá y ahí y después hay unos rojos y hay una zona que no se mueve. La falla no emite energía, entonces la energía es entregada a lo largo de estos 220 km, en forma muy heterogénea, y por eso es difícil interpretar los registros de acelerogramas pensando sólo en la distancia más cercana la falla. El epicentro lo único que indica es donde se inició el terremoto, donde se inició la ruptura, puede ser bilateral, unilateral, pero eso hace que los terremotos sean tan complejos (Figura 35).

Aquí están los epicentros, todos alineados en torno a las fallas en el norte, el este de Anatolia y siguen por la falla del Mar Muerto hacia el sur, y acá está el 7,6 alineada con otra rama de segunda falla (Figura 34).

El segundo terremoto el de Ekinözü aquí en la solución del USGS, el escurrimiento en profundidad está concentrado en la falla en esta zona y sale la energía que coincide un poco con el hipocentro que está indicado ahí, pero yo creo que esta solución no es tan simple, y van a salir muchas más soluciones en el futuro (Figura 36).



Figura 35

VELOCIDAD DE RUPTURA FALLA.
2000 M/S
Normal 3000 M/S

No se sabe porqué la ruptura fue más lenta.

Elo implica que el terremoto tuvo mayor duración.

Figura 37

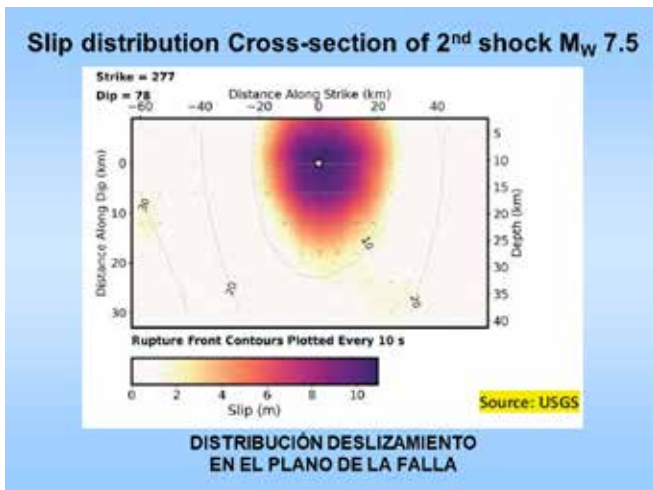


Figura 36

SISMOLOGÍA DE MOVIMIENTO FUERTE
ACELEROGRAMAS

Figura 38

Hay discusiones sobre la velocidad de la ruptura, unos dicen que la velocidad fue más baja de lo normal 2 km por segundo, es un tema que está en desarrollo en este momento (Figura 37).

Vamos a pasar a la sismología de movimiento fuerte, acelerograma.

El acelerograma mide la aceleración en el tiempo, y la aceleración es un tema que le interesa a los ingenieros, desde que se inventaron estos instrumentos, por su relación con la fuerza, es igual a la masa por la aceleración, entonces se pensó que, teniendo la aceleración, íbamos estar más cerca de la fuerza que es lo que nos interesa a los ingenieros (Figura 38).

Aquí están las Estaciones que midieron la aceleración, las que midieron la intensidad más alta y están en colores violetas, están en esta zona y como ven los colores están más o menos alineados en la línea de la falla (Figura 39).

El terremoto mayor registró casi 2g, pero en este tipo de terremoto un registro de 2g es totalmente normal, causó mucha expectación, pero hoy en día es una aceleración muy esperada, así que no es una sorpresa que se hayan registrado 2g.

Abajo se están midiendo por la distancia, estos trabajos están hecho con la distancia epicentral que no es lo mejor, pero están los 2g y después los valores bajan (Figura 40).

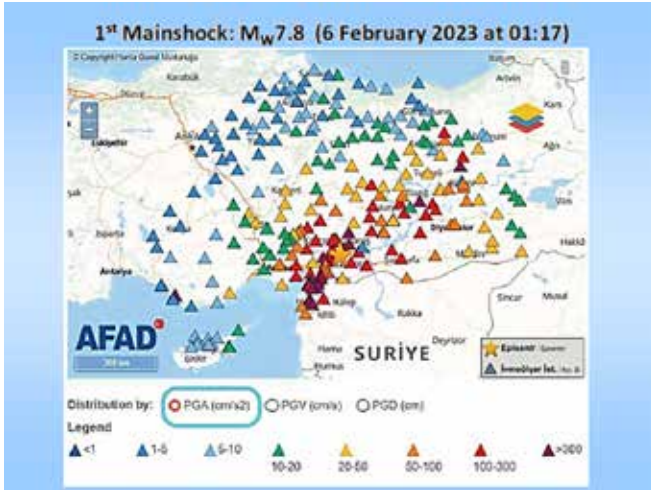


Figura 39

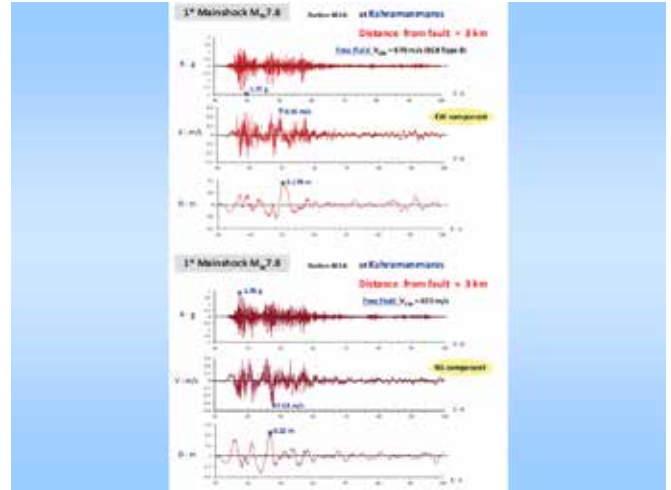


Figura 41

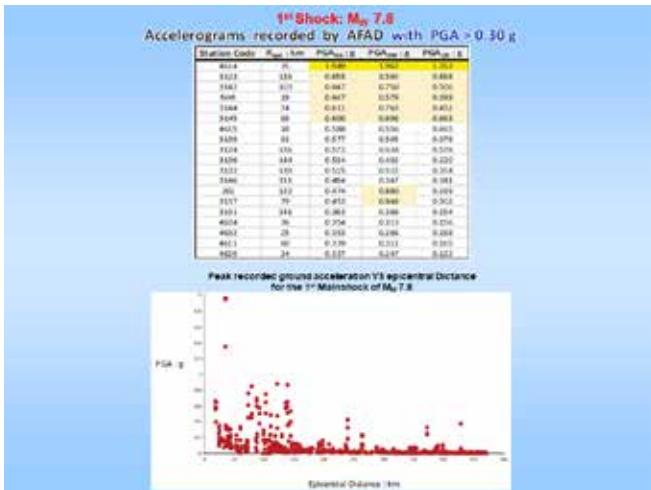


Figura 40

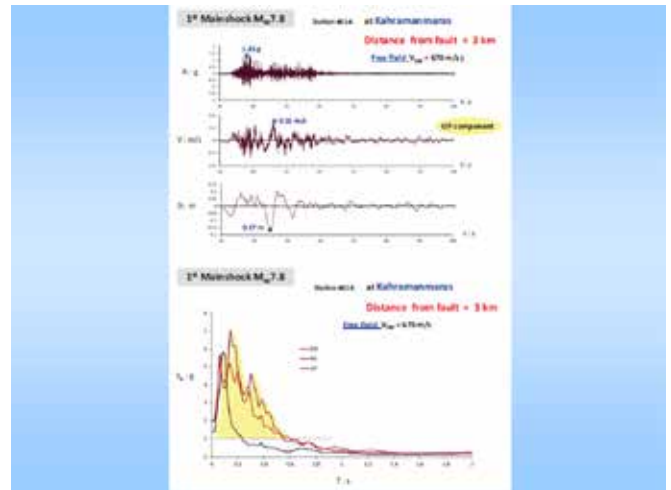


Figura 42

Están los registros 2g, como la falla no es uniforme en la entrega de la energía, llega por paquetes en el tiempo, a medida que se va rompiendo la falla. Lo ven aquí claramente, una primera llegada fuerte, después de un descanso una segunda llegada fuerte, otra llegada y otra llegada a medida que se va rompiendo la falla (Figura 41).

Kahramanmaraş que es 1,35g, ven nuevamente como están las llegadas de energía y a medida que hay un cambio de posición, se ve llegar la energía de distintas maneras y eso hace complejo el tema (Figura 42).

Nosotros tenemos el espectro, la velocidad del suelo, que está a 3 kilómetros de distancia epicentral y ven ahí que el espectro de respuesta que llega a los 7g, pero eso no significa que haya hecho mucho daño (Figura 42).

Acá tienen un registro en suelo blando Pazarck, este tiene 4,70g. en suelo intermedio y aquí se miden en tres direcciones, 2 horizontales y una vertical, este es el principal.

Aquí ya no se ven los paquetes de energía porque depende de la distancia (Figura 43).

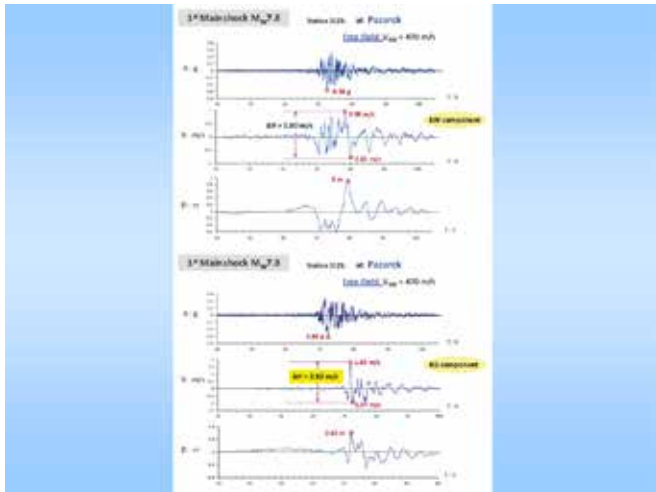


Figura 43

Está la comparación del evento principal, con 1g más o menos en nivel donde está el espectro superando esta estación en periodos largos (Figura 44).

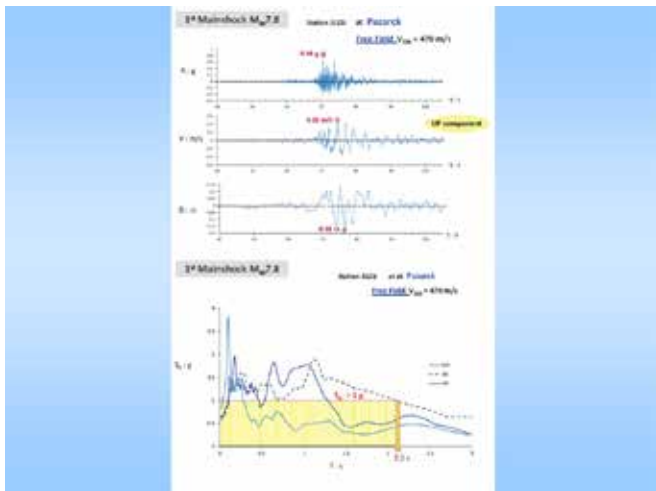


Figura 44

Aquí comparamos las dos Estaciones en las que se midió 2g y que llega el espectro a 7g valor máximo, pero la Estación 3123 da una cosa tremenda en periodos largos donde están los edificios que colapsaron (Figura 45).

Este es el caso del segundo terremoto de Ekinözü, aunque tiene aceleraciones más pequeñas se cayeron edificios, por eso no hay que quedarse con la idea, porque las aceleraciones

son pequeñas no producen daños, las aceleraciones no tiene nada que ver con los daños, quedó aquí archi demostrado (Figura 46).

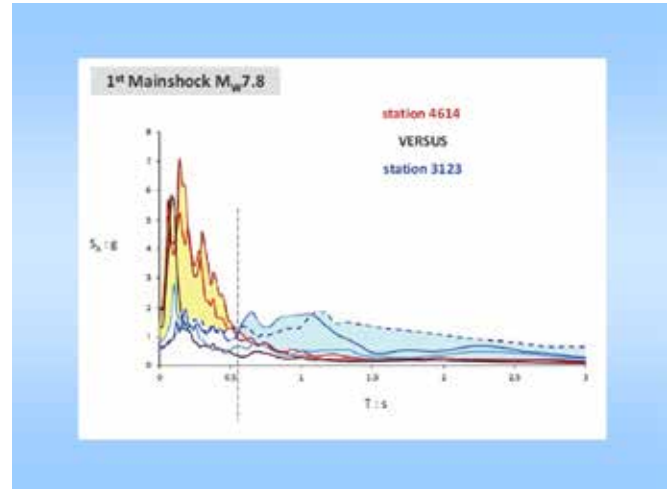


Figura 45

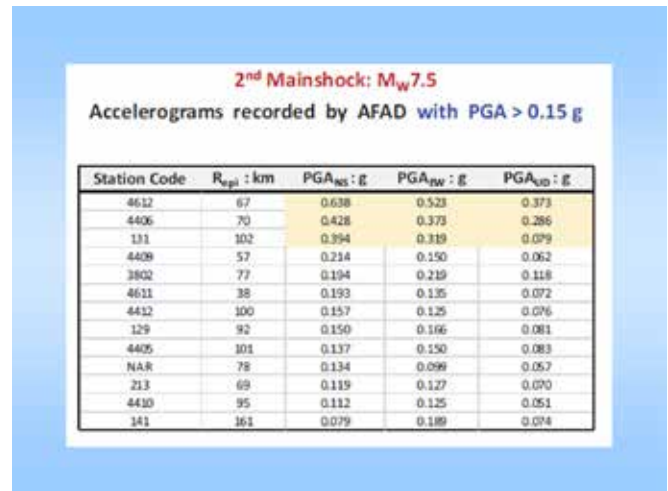


Figura 46

Tenemos las aceleraciones que se registraron para el terremoto de Ekinözü 7,5 en función de la distancia epicentral. (Figura 47).

Vamos a comparar los espectros de respuesta registrados con la norma turca, para tener una idea de su cumplimiento (Figura 48).

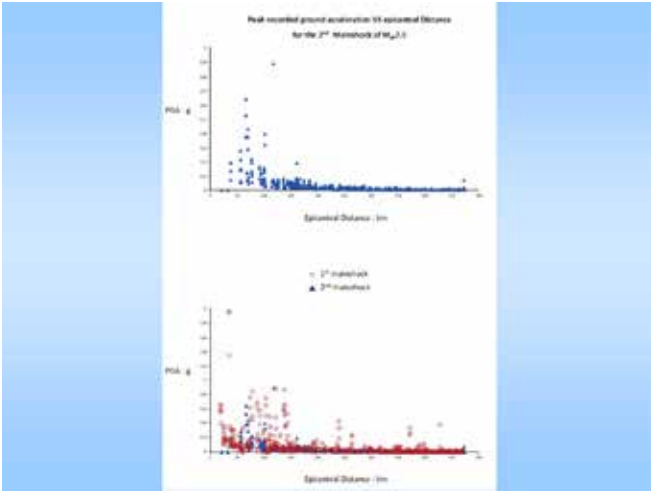


Figura 47

**COMPARACIÓN DE ESPECTROS
DE RESPUESTA REGISTRADOS
CON LA NORMA TURCA**

Figura 48

La norma turca tiene cuatro tipos de suelo, está es la Estación 4815 y en general este registro está dentro de lo esperado por la norma. Voy a explicar que los espectros que se registran, en general siempre son más altos que los registros de las normas, así, que estén iguales a los espectros de normas significa que la demanda fue mucho más baja, y eso es lo que preocupa; cuando son iguales, es por qué se cayeron los edificios, porque no deberían haberse caído si hubiera estado de hecho por la norma turca y eso es lo que hace sospechar de lo que pasó (Figura 49).

Tenemos el caso de Chile, el mayor que registramos nosotros fue casi de 1,5g en Cauquenes para el terremoto 2010, el

registro se trabó en el equipo, así que no tenemos el registro de aceleraciones, pero sí tenemos su aceleración máxima, entonces sabemos que el espectro debiera ser el mostrado con rojo, y el azul el espectro de la norma y esta diferencia de 3 veces, 5 veces entre la norma y lo que se mide con los instrumentos es normal o sea 3 veces más grande, no significa que haya daño en estructuras diseñadas con el espectro azul (Figura 50).

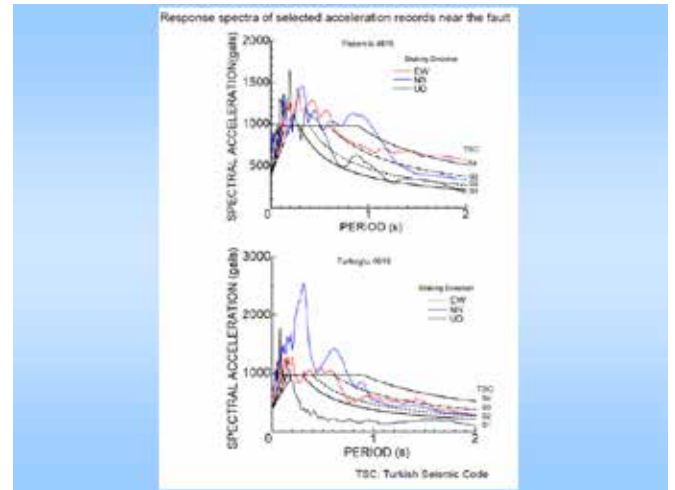


Figura 49

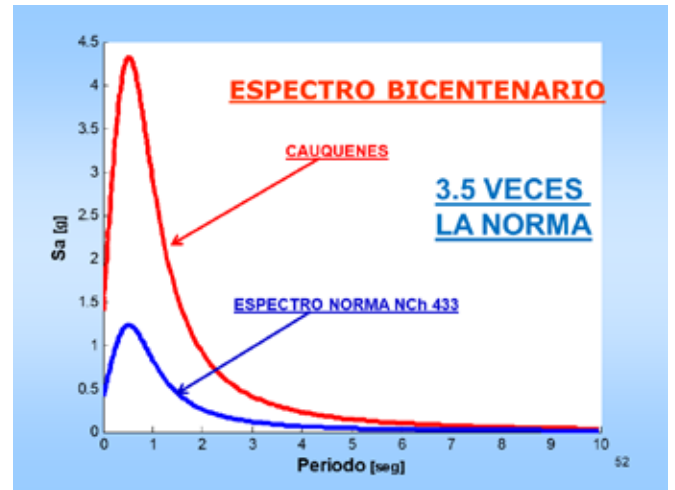


Figura 50

Cuando este número es más grande la cosa cambia, se puede esperar daño y colapsos. Hay fórmulas de atenuación de la aceleración con la distancia (Figura 51).

FÓRMULAS DE ATEMUACIÓN CON LA DISTANCIA

Figura 51

PULSOS DE VELOCIDAD

Figura 53

La aceleración con la distancia sabemos que no es lo mejor y hay puntos de aceleraciones mayores que lo que se esperaría y de velocidades bastante más altas de lo que se esperaría, pero se está usando la distancia epicentral que no es la más adecuada (Figura 52).

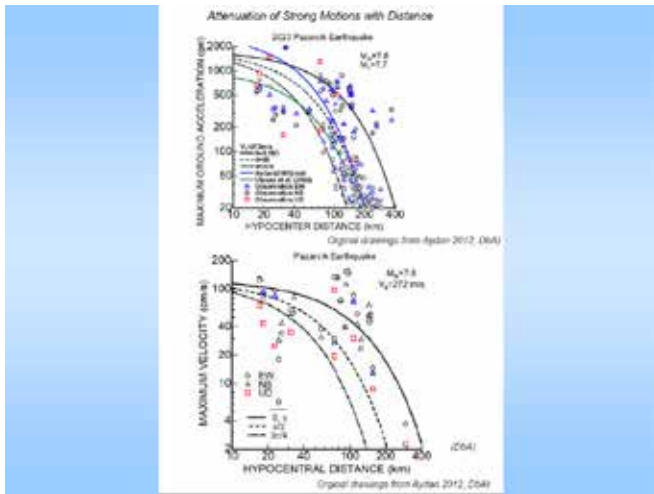


Figura 52

Los pulsos de Velocidad (Figura 53).

Estos terremotos se caracterizan por producir pulsos de velocidad del metro y aquí se genera un pulso de velocidad que es lo que tiene este registro (Figura 54).

Efecto de los suelos de fundación, espectro de dos peaks (Figura 55).

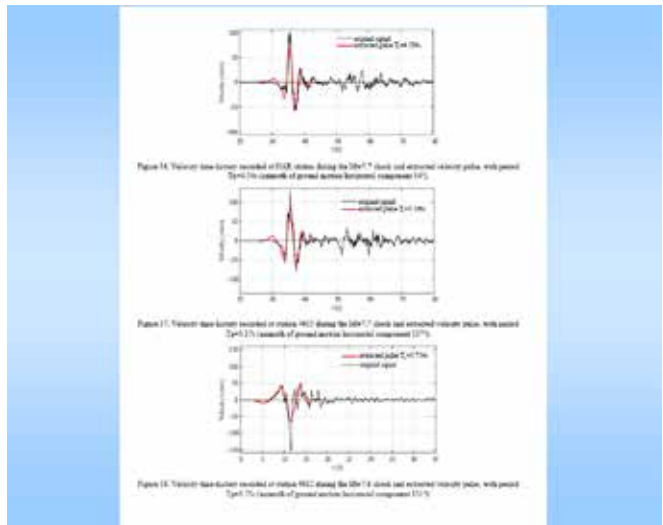


Figura 54

EFFECTO DEL SUELO DE FUNDACIÓN ESPECTROS DE DOS PEAKS

Figura 55

Acá tienen la norma para el suelo tipo cuatro de la norma turca, ven un registro que tiene dos peaks, incluso un tercero, el problema es que este peak, debido al mecanismo en general no tiene nada que ver con el suelo, y este de acá es el peak del suelo y como ustedes ven, coincide con el período de los edificios que se cayeron, así que tuvo mucha influencia, esto está a 90 km, pero ellos trabajan en distancia epicentral que no es la más adecuada (Figura 56).

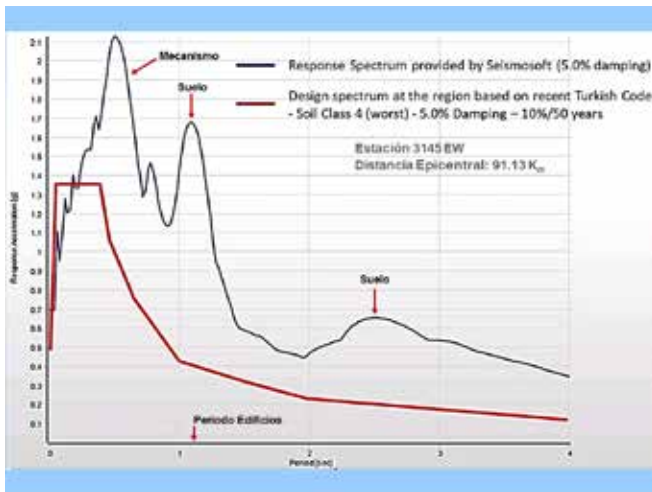


Figura 56

Acá los dos peaks y siempre en torno a 1 segundo, donde se cayeron los edificios y aparece el peak del suelo (Figura 57).

Siempre el primer peak es del mecanismo del terremoto, lo que hemos estudiado y publicado, y el segundo peak de efecto del suelo, no sigue la teoría clásica de la amplificación dinámica del suelo, porque en general el primer peak no está filtrado por el suelo (Figura 58).

El caso de Chile del terremoto del 2010, esto en Concepción, se ven los dos peaks del mecanismo y del suelo, este es el clásico que se usa para la teoría de la amplificación. En México se ve el peak del suelo, pero el peak del mecanismo, no se ve más alto ya que está a 350 km de distancia Ciudad de México, del epicentro de esta ciudad y se ve que hay problemas con la teoría de la ampliación (Figura 59).

Esto es en Ecuador, ahí ven los dos peaks, de registros del terremoto de Muisne 2016 (Figura 60).

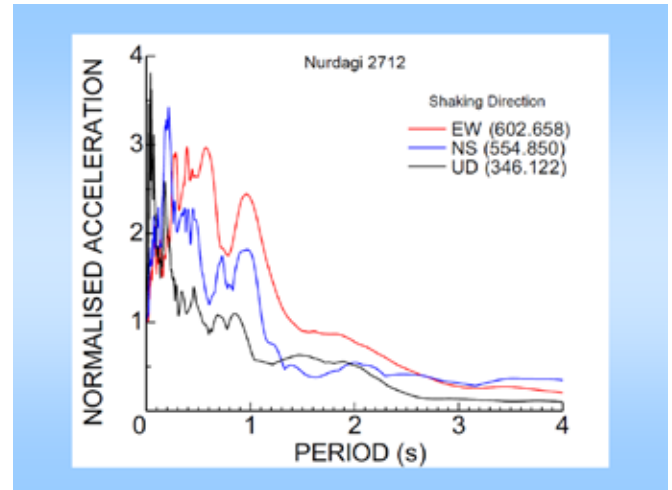


Figura 57

**PRIMER PEAK DEL MECANISMO DEL TERREMOTO
SEGUNDO PEAK DE EFECTO DEL SUELO
NO SIGUE LA TEORÍA CLÁSICA DE LA
AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE SUELOS**

Figura 58

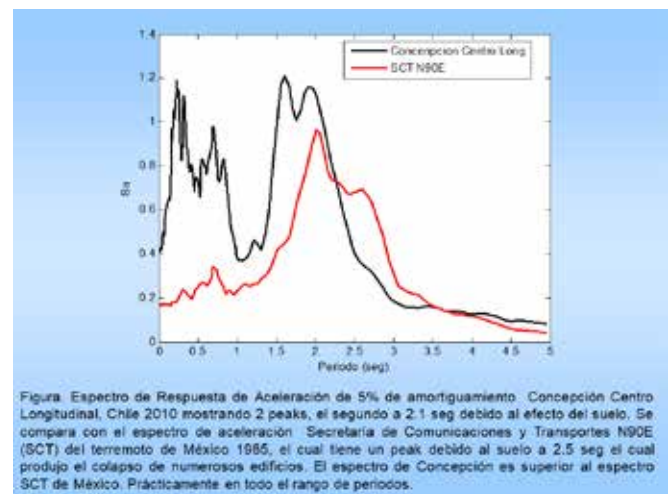


Figura. Espectro de Respuesta de Aceleración de 5% de amortiguamiento. Concepción Centro Longitudinal, Chile 2010 mostrando 2 peaks, el segundo a 2.1 seg debido al efecto del suelo. Se compara con el espectro de aceleración Secretaría de Comunicaciones y Transportes N90E (SCT) del terremoto de México 1985, el cual tiene un peak debido al suelo a 2.5 seg el cual produjo el colapso de numerosos edificios. El espectro de Concepción es superior al espectro SCT de México. Prácticamente en todo el rango de periodos.

Figura 59

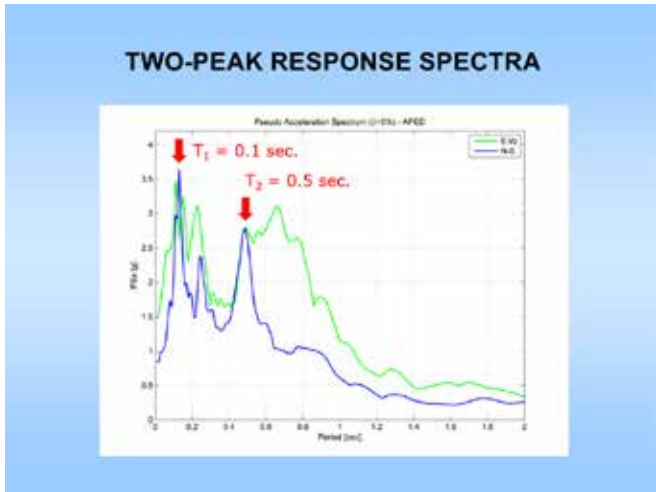


Figura 60

ALREDEDOR DE 5.000 EDIFICIOS COLAPSARON EN 10 PROVINCIAS DE TURQUÍA.

MUCHOS EDIFICIOS FUERON DESTRUIDOS EN ADIYAMAN Y DIYARBAKIR.

LA REGIÓN DE HAYAT TIENE LAS 10 CIUDADES PRINCIPALES CON EDIFICIOS COLAPSADOS.

EN SIRIA COLAPSOS OCURRIERON EN LAS CIUDADES DE ALEPO, LATAKIA Y HAMA.

Figura 62

Ahora vamos a ver las estructuras colapsadas y dañadas (Figura 61).

**ESTRUCTURAS COLAPSADAS
Y
DAÑADAS**

Figura 61

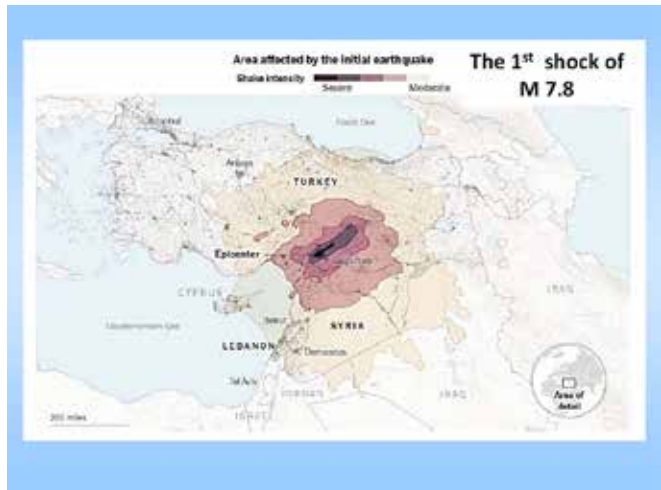


Figura 63

Estoy tomando un número que dan las universidades turcas y da 5.000 edificios colapsados, cuesta encontrar este número, hay muchos números publicados en la prensa, que lo ubican entre 6.000 a 10.000, pero aquí estoy reportando el que está registrado por las Universidades turcas.

Muchos de estos edificios fueron destruidos en Adiyaman y Diyarbakir; en la región de Hayat hay 10 ciudades principales con edificios colapsados y en Siria el colapso ocurrió en Aleppo, Latakia y Hama (Figura 62).

La distribución del daño como ven, está a lo largo de la falla fundamentalmente, y más concentrada en la zona negra, y se va atenuando con la distancia (Figura 63).

Para el segundo terremoto, se ve que la distribución cambia, está más concentrado en el epicentro del daño (Figura 64).

Aquí tienen la distribución del daño de acuerdo a las ciudades principales (Figura 65).

Bueno, este es el colapso generalizado que se vio, y como les digo por esta autocensura que tienen los informes turcos, no se comentan, llegan fotos, tenemos cerros de fotos de esto, pero sin comentarios (Figura 66).

Los edificios que colapsaron en general son de marcos de hormigón armado entre 3 y 14 pisos.

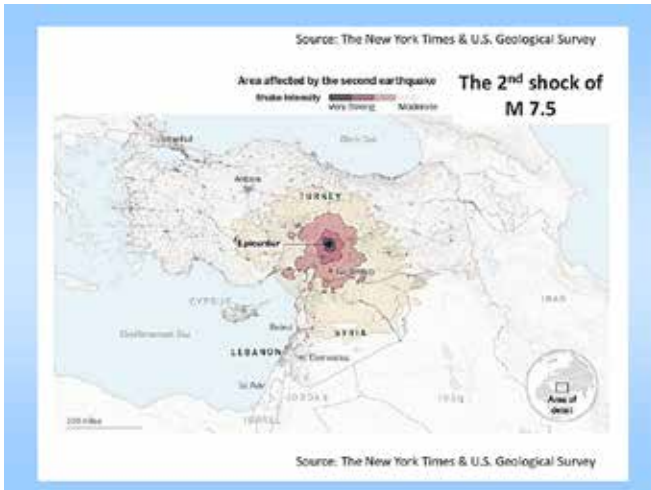


Figura 64

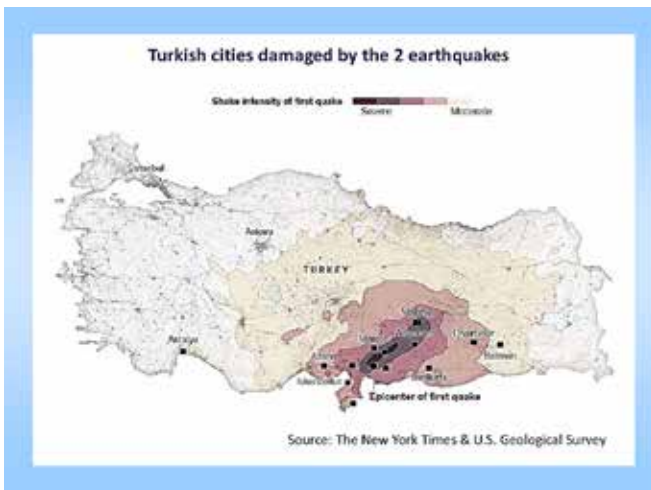


Figura 65



Figura 66

Diferente de los edificios chilenos que son muros de hormigón armado.

Las estructuras corresponden a marcos de hormigón armado relleno con albañilería hueca.

La falla de las estructuras ocurre fundamentalmente en el primer piso lo que se llama técnicamente piso blando, weak floor.

El primer piso se ocupa principalmente para negocios y garajes.

Este tipo de edificio se usa mucho también en Italia, tenemos publicaciones con gente de la Universidad de la Sapienza de Roma sobre este tipo de edificio en Italia.

Pero lo que dicen las Universidades turcas, es que las fallas observadas son similares a los terremotos Erzincan de 1992 y Koaceli o Izmit de 1999, para ellos no hay muchas novedades en cuanto al tipo de falla, nosotros eso lo aprendimos cuando estudiamos el terremoto de 1999 y aquí, hay algunas novedades (Figura 67).

CARACTERÍSTICAS DE LAS FALLAS ESTRUCTURALES

- Edificios colapsados o muy dañados son de marcos de hormigón armado de entre 3 y 14 pisos.
Diferente a los edificios chilenos que son de muros de hormigón armado.
- Las estructuras corresponden a marcos de hormigón armado relleno con albañilería hueca.
- La falla de las estructuras de hormigón armado es de piso blando (Weak floor).
Falla el primer piso usado principalmente para negocios y garajes.
- Las causas de las fallas observadas son similares a las de los terremotos turcos de Erzincan, 1992 y Koaceli o Izmit, 1999.

(Ömer Aydoğan y Resat Ulusay
U. Ryukus, Japón y U.Hacellepe, Ankara)

Figura 67

Entonces el edificio de marco es una estructura de pilares y vigas (a), el edificio chileno es de muro de hormigón armado (b) y el piso blando (c) que sería el edificio típico que estamos viendo en los colapsos, es un edificio que en la parte inferior es un marco y de ahí para arriba están llenos los marcos con albañilería y es como les digo muy similar al

tipo de edificio que se usa en Italia que en la parte inferior se usa para garajes en general para los autos (Figura 68).

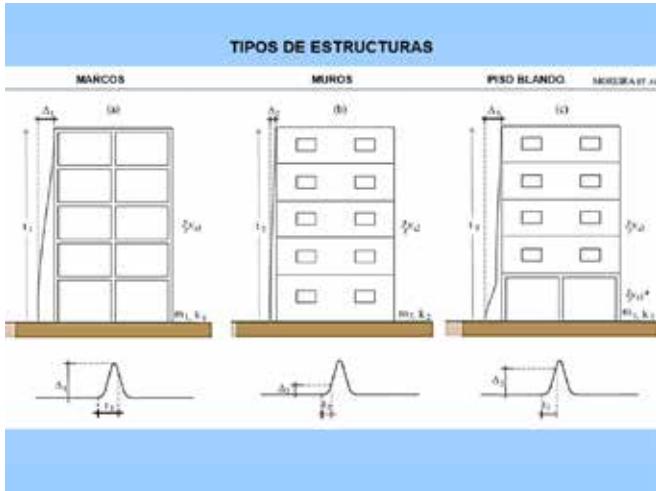


Figura 68

Los períodos de los edificios, como los vimos están hasta 14 pisos, los edificios que colapsaron están en esta zona, estos son datos turcos y los periodos andan más o menos cerca de 1 segundo que es lo que vimos (Figura 69).

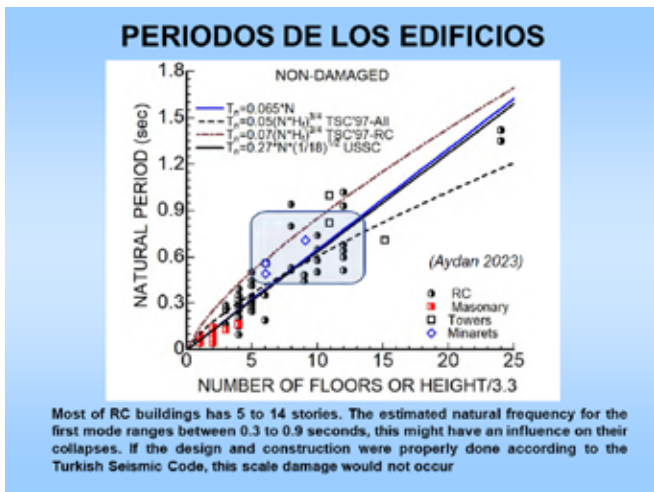


Figura 69

Causas de la falla (Figura 70).

Resonancia de los períodos de los edificios con los períodos del suelo (Figura 71).



Figura 70

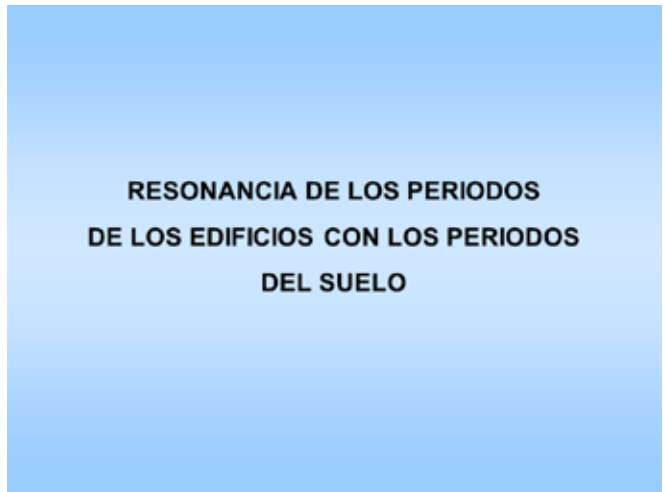


Figura 71

Los dos peaks. El peak del suelo coincide con el período de los edificios y esa es una razón que dan las universidades turcas de la falla (Figura 72).

Aquí tienen un colapso en Kahramanmaraş en Turquía, esto es una falla de panqueque o sea se llama falla de panqueque cuando una losa cae encima de la otra. Como el terremoto ocurrió a las cuatro de la mañana, lamentablemente la mayoría de la gente no alcanzó a escapar, murieron dentro de los edificios y eso hace que se piense que hay 100.000 muertos, porque están catalogados como desaparecidos, porque no han podido ubicar todavía sus cuerpos; esta falla de panqueque se observó en el terremoto que vimos de Koaceli de 1999, esta falla es muy repetida en los terremotos turcos (Figura 73).

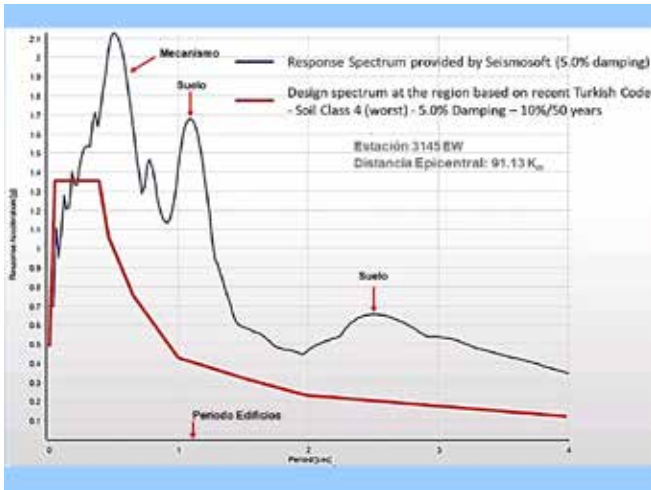


Figura 72

- **POBRE CALIDAD CONSTRUCTIVA DE LAS UNIONES VIGA COLUMNA DE LOS MARCOS.**
- **INCUMPLIMIENTO DE LA NORMA TURCA.**

Figura 74



Figura 73

**INFLUENCIA DE LA PROPAGACIÓN COMO ONDAS DE LOS PULSOS EN LA ESTRUCTURA.
ACENTÚA LA FALLA DE PISO BLANDO.**

Figura 75

Pobre calidad constructiva en las uniones vigas columna de los marcos, en que no se cumple con las normas turcas. Entonces, como fallaban estas uniones en las vigas de columnas, colapsaban los edificios (Figura 74).

Influencia de la propagación de la onda de los pulsos, esos que vimos de velocidad en la estructura, esto acentúa la falla de piso blando (Figura 75).

Este es un resultado de un memorista (Fernando Moreira) que acaba de terminar su tesis de magister, vemos cómo se propaga en altura un pulso y ven que el arco se forma más en la base y se va atenuando con la altura, porque el pulso va avanzando a lo largo de la estructura.

En cambio, en un edificio de muro, que son los edificios nuestros, da desplazamientos laterales muy bajos con la altura y hay una diferencia, pero cuando vamos al piso blando, en el caso de los edificios turcos todo el gran desplazamiento lateral se concentra con el pulso en el piso inferior o blando.

Y eso es lo que le llama la atención a la gente, que vio los videos del terremoto, que veía que el edificio se movía solo en el piso de abajo, y no vibraba para arriba y es por esta llegada del pulso que concentra su desplazamiento en el piso inferior y colapsa el edificio (Figura 76).

Aquí ven una falla de piso blando, falló el primer piso y no se produjo el panqueque total en este caso, pero falló el primer piso y quedó casi intacta la parte de arriba (Figura 77).

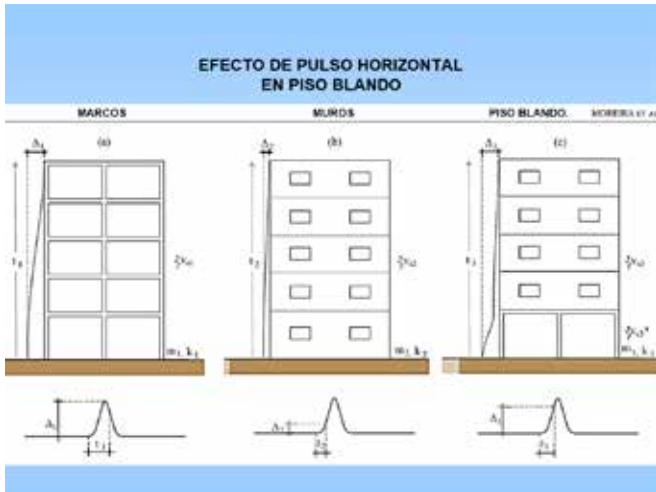


Figura 76



Figura 77

Hay casos de choques de estructuras adyacentes, también un efecto en edificios de esquina (Figura 78).

Pero la causa principal de los colapsos, yo diría del genocidio, porque esto fue un genocidio, son las 26 amnistías sísmicas otorgadas por las autoridades turcas, desde el terremoto Koaceli o Izmit de 1999, que fue el último gran terremoto en Turquía, por motivos electorales, se iba a promulgar la 27ª amnistía a los pocos días que ocurrió el terremoto y obviamente este tema no aparece en los informes turcos (Figura 79).

Aquí ven el efecto del colapso de todos estos edificios amnistiados, con fallas de panqueque, 5.000 edificios reportados

en las Universidades turcas y por la prensa internacional 6.000. a 10.000 (Figura 80).

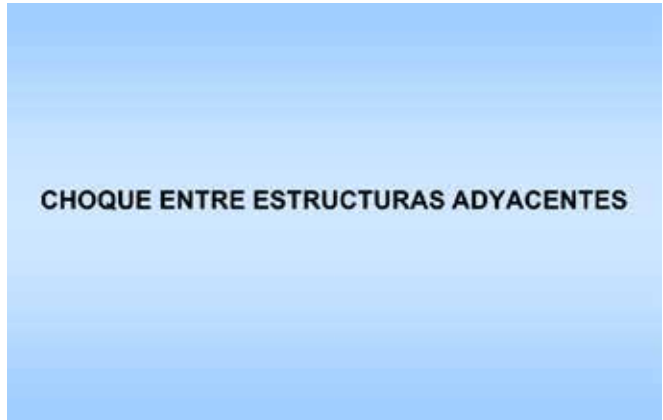


Figura 78

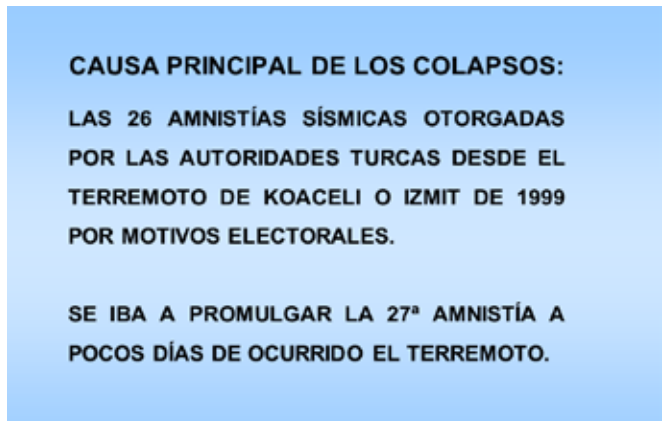


Figura 79



Figura 80

Esta amnistía declarada oficialmente, que estructuras construidas y habitadas que no cumplen con la norma sísmica, si la cumplía, entonces la gente seguía muy tranquila en su edificio (Figura 81).

ESTAS AMNISTÍAS DECLARABAN OFICIALMENTE QUÉ ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS Y HABITADAS QUE NO CUMPLEN CON LA NORMA SÍSMICA SÍ LA CUMPLÍAN.

Figura 81

La corrupción inmobiliaria la aprendimos en el terremoto de 1999, ahí descubrimos que la causa principal de la falla de edificios en Turquía es la corrupción, eso nos quedó clarísimo en 1999 hace 24 años atrás, así que lo primero que pensamos con el de ahora es que era corrupción.

Colapsaron edificios caros, recién construidos, muriendo todos sus ocupantes, departamentos muy caros, la gente murió igual por esta corrupción que ya no tiene nada que ver con la amnistía (Figura 82).

Hay una preocupación en la comunidad por la recomendación de la norma turca, de permitir desplazamiento de pisos del 2%, se considera que muy excesiva, pero es similar a la de Estados Unidos (Figura 83).

Acá tienen la norma turca y obviamente está en turco, aquí está diciendo que ellos usan 2% sin reducción, pero eso está en revisión, pero vamos a tener que identificar primero qué edificios están hechos con la norma turca, y no tienen amnistía, y que sobrevivieron o no quedaron muy dañados y cómo le fue con esta disposición, pero esta es una disposición que está en revisión (Figura 84).

Ellos usan la misma que la norma norteamericana y si eso se revisa obviamente va a tener impacto en la norma norteamericana (Figura 85).

CORRUPCIÓN INMOBILIARIA
INCUMPLIMIENTO DE LA NORMA SÍSMICA TURCA.
COLAPSARON EDIFICIOS CAROS RECIEN CONSTRUIDOS
MURIENDO TODOS SUS OCUPANTES

Figura 82

LA RECOMENDACIÓN DE LA NORMA TURCA DE 2.0% PARA LA DEFORMACIÓN ENTRE PISOS SE CONSIDERA EXCESIVA.
SIMILAR EEUU.

Figura 83

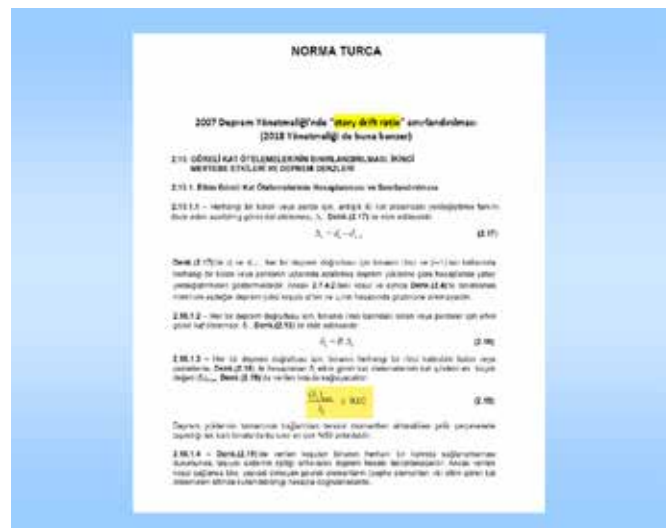


Figura 84

TABLE STORY DRIFT CODE REQUIREMENTS.

CODE	PERMITTED STORY DRIFT	SCENARIO
EUROCODE	0.5%	Brittle nonstructural element under 10% years earthquake.
	0.7%	Ductile nonstructural element under 10% years earthquake.
	1%	No interfering under 10% years earthquake.
US CODE	2%	Under design earthquake i.e.: 2/3 MCE.
Japanese Code	0.5%	Commonly used under Level 1 earthquake.
	0.83%	Used tolerant under Level 1 earthquakes.
Chinese Code	0.4%	Under the 63% in 50 years.
	2%	Under the 2%-3% in 50 years.

Comparing the value of 0.002 of Chilean Code with the ones of this table is the lowest one.

Figura 85

Como consecuencia del terremoto, hubo gran consulta de publicaciones chilenas, batimos el récord de lectura durante el mes de febrero, especialmente para edificios de albañilería, una tesis que guio el profesor Maximiliano Astroza, recomendaciones de detalle para muros de albañilería reforzada, un trabajo de 9 autores que dice “en busca de la resiliencia, la práctica chilena del diseño sísmico de edificios de hormigón armado”, que se publicó en la revista Spectra y varias publicaciones que hemos hecho con Gallegos, sobre los espectros de dos peaks ((Figura 86).

GRAN CONSULTA DE PUBLICACIONES CHILENAS DE INGENIERÍA SÍSMICA

- NAHUM Y ASTROZA (2012) “RECOMENDACIONES DE DETALLAMIENTO PARA MUROS DE ALBAÑILERÍA REFORZADA”.
- LAGOS ET AL. (2021) (9 Autores) “THE QUEST FOR RESILIENCE: THE CHILEAN PRACTICE OF SEISMIC DESIGN FOR REINFORCE CONCRETE BUILDINGS”, EARTHQUAKE SPECTRA.
- Espectro dos peaks (SARAGONI Y GALLEGOS)

Figura 86

Durante el período de febrero, nos contactaron la gente de USGS (Servicio Geológico de Estados Unidos), si podíamos auxiliarlos para mejorar las recomendaciones de diseño típico

de Turquía, considerando la práctica de diseño chileno, le hicimos llegar la norma chilena traducida en inglés, junto con estas publicaciones que les mencioné (Figura 87).

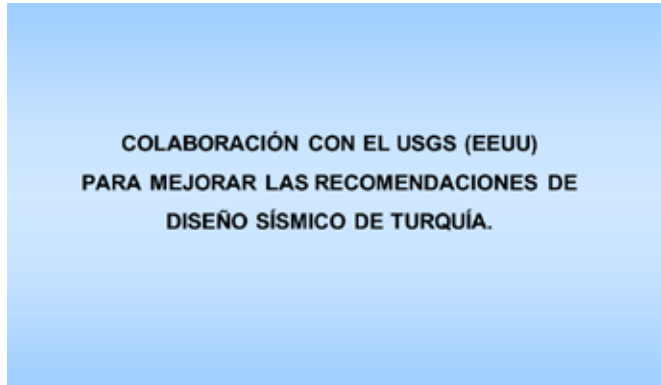


Figura 87

Me pidieron que escribiera una historia de dónde venía la adopción del 2 x 1.000 en Chile, porque en Chile nosotros usamos el 2 x 1.000 reducido que está indicado allá abajo, hay una diferencia aparentemente de 10, pero los que somos técnicos sabemos que no es 10 exactamente, es del orden de 2 a 3 (Figura 88).

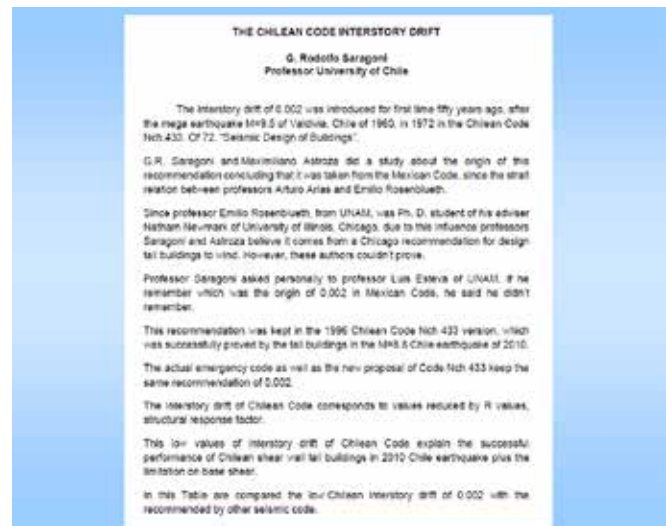


Figura 88

Este terremoto, como lo estoy mencionando, va a tener influencia en la normativa norteamericana, por la similitud del tipo de terremoto que es falla de contacto de placas,

con la deformación entre pisos; la gente de USGS, se llevó esta información para presentársela a las autoridades turcas, primero estuvieron en Ankara, después estuvieron en Estambul y bueno estos procesos toman tiempos, y vamos a ver cómo se desarrolla esta colaboración, que vamos a seguir haciendo con las autoridades turcas, a través del USGS (Figura 89).

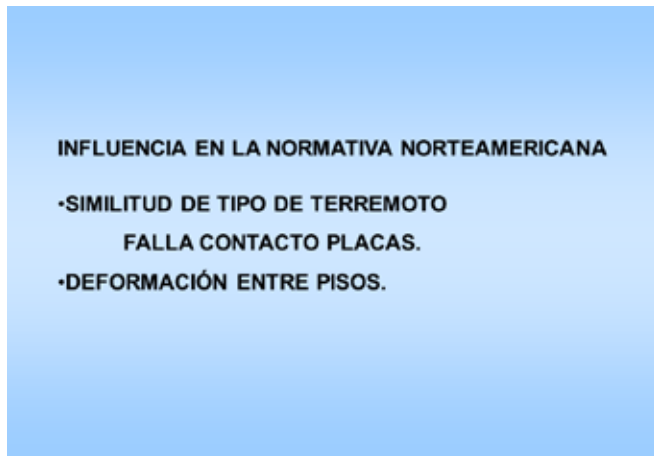


Figura 89

Para que entiendan la influencia de los terremotos turcos en Estados Unidos, esto no es reciente, este es el edificio Salesforce en San Francisco, que es el edificio más alto de San Francisco y es gemelo del Costanera Center, mide igual, 300 metros, la única diferencia es que el marco exterior perimetral es de acero y el núcleo de hormigón, igual que el edificio chileno. Los hicieron igual, el arquitecto César Pelli y esto fue analizado por método de desempeño y se usaron los registros del terremoto de Koaceli, porque eran los registros más grandes que habían cerca de una falla de contacto de placas, esto está al lado de la falla de San Andrés, así que ya ven, hay influencia de los terremotos turcos en Estados Unidos, porque el edificio más alto de San Francisco fue analizado con un registro del terremoto de Koaceli o Izmit de 1999 (Figura 90).

El hueco sísmico de Estambul, esto se refiere a la falla de Anatolia Norte (Figura 91).

Como lo mencioné, el terremoto lo estudiamos en la Anatolia Este con el Mar Muerto. El terremoto de Izmit de 1999, ocurrió en esta rama de la falla de la Anatolia Norte y por



Figura 90

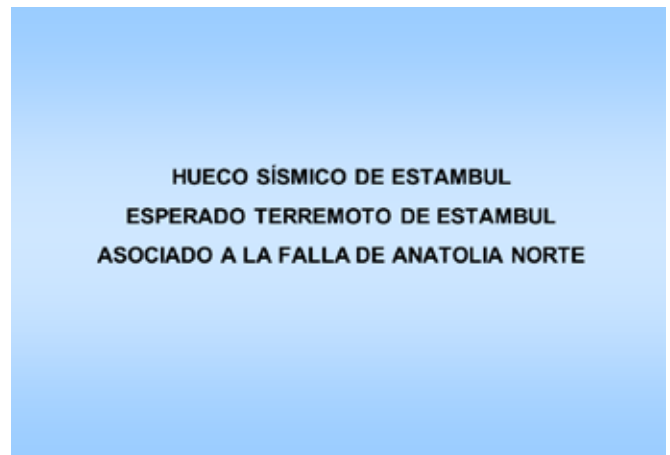


Figura 91

ello nosotros estamos esperando un terremoto en Estambul, en el Bósforo que corresponde a esta rama de la falla, hay muchas publicaciones, toda la comunidad internacional está esperando que el terremoto de Turquía ocurriera en Anatolia Norte. He revisado trabajos midiendo la cantidad de edificios que van a fallar, estimando los costos, la cantidad de fallecidos, entonces todos estábamos esperando el hueco sísmico por en el terremoto en 1999, esta falla, recuerden que se mueve a 2,3 cm por año y la estudiada en esta presentación se mueve a 1 cm por año, igual que la falla de Magallanes-Fagnano. Todos estamos esperando un gran terremoto porque hay un hueco sísmico, en que debiera ocurrir un gran terremoto, la comunidad internacional está esperando ese terremoto en Estambul (Figura 92).

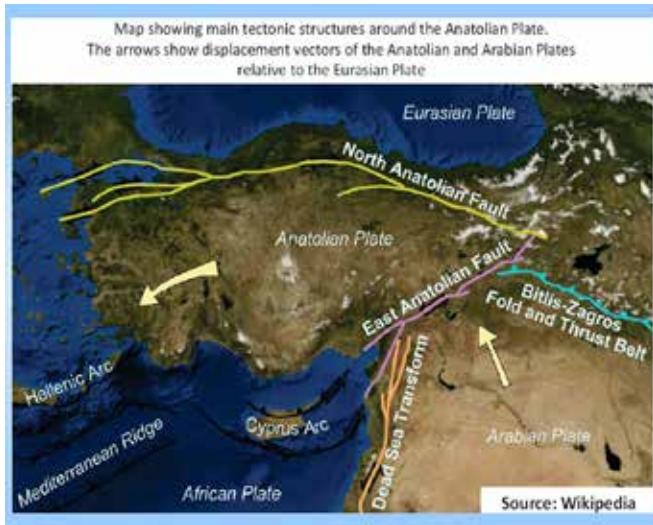


Figura 92

CONCLUSIONES

- LOS TERREMOTOS DE TURQUÍA Y SIRIA SON MUY IMPORTANTES A NIVEL MUNDIAL.
- SON SIMILARES A LOS TERREMOTOS DE ERZICAN 1992 Y KOACELI 1999, DE TURQUÍA.
- EL COLAPSO DE LOS 5.000 EDIFICIOS ES CONSECUENCIA DE LAS AMNISTÍAS SÍSMICAS QUE PERMITE NO CUMPLIR CON LA NORMA SÍSMICA TURCA.
- CON ELLO ES CONSECUENCIA DE LOS 44.000 MUERTOS Y 50.000 DESAPARECIDOS.
- LA NORMA TURCA DEBE VERIFICAR EL EFECTO DE CAMPO CERCANO DE LAS FALLAS GEOLÓGICAS.
- DEBE VERIFICARSE LA DEFORMACIÓN ENTRE PISOS EMPLEADOS EN LOS EDIFICIOS BIEN DISEÑADOS.
- POTENCIAL INFLUENCIA DE LOS ANÁLISIS DE ESTOS TERREMOTOS EN LAS NORMAS NORTEAMERICANAS.
- TERREMOTO SIMILAR QUE OCURRE EN MAGALLANES EN LA FALLA MAGALLANES FAGNANO. PRÓXIMOS 150 AÑOS FIN SIGLO XXI.

Figura 93

Conclusión.

Los Terremotos de Turquía y Siria son muy importantes a nivel mundial, el terremoto del 99 fue 7, 4 y este fue 7,8 cambia el escenario.

Son similares a los terremotos del Erzican y Koaceli 99 de Turquía, esto dicho por las Universidades turcas.

El colapso de los 5.000 edificios es consecuencia de la amnistía sísmica, que permitió no cumplir con las normas sísmicas turcas, que son relativamente muy buenas.

Ello es la consecuencia de los 44.000 muertos y 50.000 desaparecidos en Turquía hay 6.000 en Siria.

La norma turca debe verificar el efecto de campo cercano de las fallas geológicas.

Debe verificarse la deformación entre pisos empleados en los edificios bien diseñados.

La potencial influencia de los análisis de estos terremotos en la norma norteamericana.

El terremoto que ocurrió es similar al terremoto que ocurrió en 1949 y que debiera ocurrir en el futuro en unos 150 años más, o sea estamos hablando a fines del siglo XXI, comienzo el siglo XXII, y va a ocurrir un terremoto similar a este, pero con la diferencia que nosotros tenemos poca

población, y dónde están las poblaciones importantes están lejos de la falla, Punta Arenas está como a 90 km de la falla (Figura 93).

Al término de la conferencia, el Sr. Rodolfo Saragoni respondió consultas y comentarios de los asistentes. Don Ricardo Nicolau del Roure hace de moderador. A continuación, reproducimos lo más relevante de estas intervenciones.

Sr. Alejandro Polanco.

—¿Hay información de daños en estructuras industriales?

Sr. Rodolfo Saragoni.

—Mira Alejandro, por razones de espacio y por el tiempo no me referí a ellas, pero hay mucha información: industrial, portuaria, de represas, pero yo acá no la cubrí, con la salvedad que te dije, por la autocensura que tienen las universidades turcas. Tengo muchos amigos turcos, excelentes amigos y muy buenos profesionales, pero hubo una purga tremenda, echaron a más de 20.000 académicos de todas las universidades turcas. De estas cosas aparecen casi puras fotos con comentarios muy breves, pero también hay que pensar que son informes preliminares. Hay misiones de otros países y hay que esperar que salgan esos informes y se están llamando a muchas conferencias, para publicaciones

sobre los terremotos de Turquía, así que existen, hay fotos de puertos, de galpones no vimos mucho dentro de los informes, de represas, de obras viales, muchas fotos, pero vienen las fotos sin comentarios.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—*Esta pregunta que parece que no se entendió durante tu exposición que comentaste, que los edificios podrían resistir hasta cuatro veces las aceleraciones espectrales de la norma, si pudieras comentar sobre eso.*

Sr. Rodolfo Saragoni.

—Eso es uno de los grandes temas de la Ingeniería Sísmica. Estados Unidos, especialmente el USGS que desarrolló el acelerógrafo, se pensó que íbamos a medir lo mismo que nosotros usamos para diseñar aceleraciones, pero pensando en esta familia de osciladores de un grado de libertad, pero el fenómeno real que yo lo mencioné acá, no es que los edificios vibren, eso se hizo con Biot y la mayoría que desarrollaron esto no eran ingenieros estructurales, eran ingenieros hidráulicos y mecánicos. Obviamente nosotros pensamos que vibran, pero cuando uno ve y mide, no vibran los edificios, a los edificios le entran ondas, entonces hay una diferencia entre el espectro que se miden y los espectros que sabemos que funcionaron.

Por ejemplo, en Chile nosotros sabemos que los edificios funcionaron, medimos el espectro, no medimos 2g, nada más porque los acelerógrafos entorno a Cauquenes que estaban a cargo del Departamento de Geofísica de la U. de Chile, no tuvieron una mantención adecuada y no funcionaron, pero muchos de estos acelerógrafos que teníamos que eran de 2g, habrían medido 2g, pero nosotros sabemos que a los edificios no les pasó en general nada.

No hay que guiarse por los acelerogramas medidos por los instrumentos y en eso nosotros distinguimos entre los que es Backward y Forward.

Backward es el comportamiento de un espectro sacado del comportamiento de estructuras reales, es el espectro que está en la norma, y el Forward es el espectro que sale de medir con el instrumento, que no reproduce lo que pasó.

Medir 2,5 o 3 en normal y ese fue el gran problema que tuvimos con el Decreto Supremo 117, yo sabía lo que iba a pasar, pero recién me había jubilado, entonces el grupo que estuvo a cargo de eso, propuso usar para diseñar los espectros que se midieron con los instrumentos y eso en Estados Unidos lo habían hecho y salían unos monstruos de estructura y eso es lo que pasó con el Decreto 117, porque usaron los espectros Forward y no los Backward y cuando la diferencia es 5, ahí ya hay problemas, la norma tiene un problema, y eso es lo que nos pasa en la zona de periodo del suelo; en el caso de Turquía estamos viendo 5, 6, 7 las lecciones son muy grandes, hay que revisarlo.

Pero la lección más grande entre la diferencia entre los espectros medidos, fue la lección que tuvimos con el Decreto 117.

El Decreto 117 se hizo con los espectros que midieron con los acelerógrafos, y por eso salieron estructuras inconstruibles, yo no sé quién tuvo que hacerse el ánimo de ir a decirle al presidente Piñera, que el decreto que había firmado estaba mal, porque usaron los espectros que midieron los instrumentos.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—*¿Tienes antecedentes del comportamiento de puentes?*

Sr. Roldolfo Saragoni.

—Hay mucho de obras viales, tienen muchos puentes importantes, de hecho, en el estrecho de Izmit que es un estrecho angostito igual como lo que vimos en California, en la falla de San Andrés, en donde era la falla se ve una bahía y en la parte más angosta hicieron un puente colgante como de 2 km, tienen obras importantes, pero creo que, en el próximo informe preliminar del EERI, han ido varias misiones y cada misión va a ver cosas distintas.

Lo más importante es aprender de los terremotos, en el EERI se llama Learning from Earthquakes, hay un fondo ahí para financiar estos viajes, entonces van a ver aeropuertos, hospitales, otros van a ver líneas críticas, otros van a ver las industrias, otros van a ver edificios. Entonces, les recomiendo a que esperen el informe del EERI, del que han salido distintas misiones, la última salió hace como una o dos semanas atrás y se supone que son personas especialistas,

acuérdense que para el terremoto del 2010 la misión del EERI era como de 100 persona las que vinieron a Chile, liderada por el profesor Jack Moehle, de Berkeley.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—¿En términos estructurales y de diseño, son comparables los terremotos de subducción y los de placas?

Sr. Rodolfo Saragoni.

—En la zona de subducción tenemos los terremotos interplaca, que es contacto de la placa de Nazca con la placa Sudamericana, generalmente su epicentro es en el mar y cuando nosotros tenemos un gran terremoto produce tsunamis.

A nivel internacional estos terremotos, con estas características, se conoce como Chilean type earthquake, terremoto tipo chileno. Son grandes largos de ruptura, el terremoto del 2010 en Chile fueron 450 km y afectó simultáneamente a las tres ciudades principales: Concepciones, Valparaíso-Viña y Santiago, tuvimos daños en las tres.

Después hay unos terremotos que son más bien continentales, porque el hipocentro donde se genera la energía está en la placa de Nazca abajo, el terremoto más grande de estos el terremoto de Chillán de 1939, produce intensidades de daño mucho más grandes que los otros terremotos, son los intraplaca de profundidad intermedia.

Imagínense que, en el 2010, en un trabajo del profesor Astroza, un solo punto tiene intensidad 9 el resto son 8,7 o sea no hay mucho daño, en cambio esto al lado de la falla son otra cosa, parten con 10, como el terremoto de Turquía. En cambio, el terremoto intraplaca de Chillán es 10.

Chillán es el terremoto que ha tenido más muertos en Chile, la cifra oficial son 5.000, los estudios que ha hecho la Universidad de Chile, nuevamente por el profesor Astroza y Moya, estiman que los muertos fueron realmente 10.000 y en las publicaciones internacionales aparecen con 32.000.

Y está el terremoto de rumbo que ocurre en la falla Magallanes-Fagnano, pero los terremotos chilenos, salvo este intraplaca nos cuesta mucho cazarlos, son más destructivos,

el terremoto de La Ligua de 1965, Punitaqui 1997, Tarapacá 2005, Chillán 1939, Calama 1950, todos estos son intraplaca.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—No vamos a tener tiempo de responder todas las preguntas, estoy escogiendo algunas, hay una que me parece interesante y dice que en el terremoto de Izmit de 1999 hubo muchos casos de licuefacción de terreno y lateral spreading.

Sr. Rodolfo Saragoni.

—Se observó y viene reportado. Por razones de tiempo, lo lamento, no cubrí la parte geotécnica, pero hay fotos y hay licuación ahí porque informan que muchas ciudades, la mayoría, están en las montañas que llaman ellos y después en una zona pantanosa las secaron y allí hicieron el desarrollo inmobiliario; pero está informado preliminarmente, hay licuación.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—¿Habría registro de daños o deformaciones en instalaciones mineras, en particular en botaderos o muros resistentes de depósito de relaves?

Sr. Rodolfo Saragoni.

—No vimos, pero el grupo ICOLD de Chile (Instituto de Grandes Presas), ha estado siempre interesado que lleguen los informes, a mí me han llegado y hay fotos de presas que no han tenido problema, creo que van a llegar los nuevos informes, pero la presa que no tenía daño está relativamente lejos de la falla.

Hay deslizamiento eso sí, en las laderas de las presas, hay fotos, hay que esperar un poco, grupo ICOLD que debe haber en Turquía, pueden hacer los informes, pero les digo que el problema que hay es la autocensura, por eso es mejor que sean estos grupos internacionales los que intervengan, pero los grupos internacionales se encuentran con el problema de la lengua turca. No todos los ingenieros hablan turco, hablan inglés, pero van a salir informes muy buenos y muy convenientes para el diseño. En cuanto a las fotos si

las quieren alguien me escribe y le hago llegar las fotos de lo que viene en los informes.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—¿Cómo abordar el sistema de fallas Lliquiñe Ofqui, considerando que este sistema de falla en Chile genera paisajes similares al mencionado por usted, lagos y fiordos elongados y que, actualmente, tiene tasas de desplazamiento estimada cercana a los 20mm, aunque pueden ser debatibles al considerar que no es un contacto entre placas?

Sr. Rodolfo Saragoni.

—La falla de Lliquiñe Ofqui, la descubrieron en el Departamento de Geología de la Universidad de Chile hace muchos años, el geólogo Francisco Hervé.

Cuando llegué de Estados Unidos dije que se movía la falla Lliquiñe, los geólogos decían que no se movía, siempre se acuerdan y se mueve, pero es muy lento.

Está trabajando conmigo Carlos Acosta, un neotectónico argentino de gran prestigio internacional y lo primero que me hizo ver, es que las fallas en Chile no eran muy parecidas a las de California, entonces que me olvidara un poco porque las tasas de deslizamiento aquí son bajas.

Ahora hay un grupo de neotectónicos a lo largo de Chile en el último decenio, de un alto nivel, sacan mapas de fallas activas y nos han hecho grandes aportes y la Lliquiñe Ofqui es una. Y hay trabajos de Melnick y de otra gente, de González en el norte son neotectónicos, y el grupo de la Universidad de Concepción, y uno en particular es sobre la Lliquiñe Ofqui que muestra la modificación del escurrimiento de los ríos principales, que tienen deslizamientos extraordinarios y no nos hacen dudar que es una falla activa.

Cuando uno le pregunta las tasas del deslizamiento, bueno estamos hablando de la falla que tiene más de 1.000 km, porque termina en la Laguna San Rafael, por allá termina la Lliquiñe Ofqui y tiene muchas ramas también como se las mostré, y en la mayoría de estas ramas están los volcanes.

Es súper compleja la falla y si miden 20 mm por año, yo diría que es una falla bastante activa que puede producir

terremotos, pero yo no he visto tasas de deslizamiento publicadas, puede que haya, pero en la última no aparecen. Hay una publicación reciente de Maldonado, Contreras y Daniel Melnick que yo les mencioné, “A comprehensive database of active and potentially-active continental faults in Chile at 1:25.000 scale”, esto fue publicado en el 2021, es muy reciente y ahí aparece la falla, pero no se pronuncian sobre tasas de deslizamiento.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—¿La deformación admisible turca del 2%, es para un espectro reducido por R o amplificado por CD?

Sr. Rodolfo Saragoni.

—No, ellos reducen por R, pero la deformación no está reducida, porque nosotros en realidad el 2×1.000 lo multiplicamos por R doble asterisco (**) para sacar el desplazamiento efectivo no lineal, así que por eso lo que publicamos y les mandamos la publicación a la televisión, les aclaramos que eran factores calculados con espectro reducidos. Pero aquí en Chile, creemos que el 2% es un exceso, si ustedes ven la tabla ahí en lo único que usa 2% en el mundo es Estados Unidos.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—¿Las posibles modificaciones de la norma sísmica norteamericana, afectarán a la norma chilena?

Sr. Rodolfo Saragoni.

—No, yo tengo una frase, porque yo sé que hay muchos que me han estado escribiendo, han sido mis alumnos a lo largo de mis casi 50 años en que he hecho clases en la Universidad de Chile y siempre se acuerdan, hay una frase que no se olvida nunca: “los terremotos no saben inglés”.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—Hay varias preguntas respecto a la clasificación de suelos en la norma turca, ¿es similar a la nuestra o si la nuestra es

un poco más reducida: cuál es la comparación y si tú tienes esos antecedentes?

Sr. Rodolfo Saragoni.

—La norma se basa generalmente en los Vs30 que también nosotros la introdujimos, pero en la nueva norma se introdujo una segunda columna y que está en discusión en la norma Nch 433 y quedó en la Nch 2369 que es nueva y que está aprobada, que va a salir en vigencia luego, y que incluye la medida de Nakamura. Que es una medida de vibración ambiental muy rápida usando el espectro de Fourier. Se hace la relación de la amplitud del espectro Fourier horizontal-vertical, pensando en el método Nakamura que son ondas ambientales y curiosamente éramos muy escépticos y lo que mide Nakamura como período el suelo, es lo que dice los registros de terremoto, unos son ambientales muy chicos y otros son muy grandes y para nuestra sorpresa coinciden.

Esto ha sido presentado en congresos mundiales de geotécnicas sísmica, creo que la clasificación de Chile a la larga se va a imponer, porque tiene una cualidad que esa segunda columna, es rápida, barata y coincide con el periodo de suelo. Entonces, como queremos apuntarle al periodo del suelo nos dice inmediatamente qué suelo corresponde y no se refiere a los 30 metros, sino a mayor profundidad, así que atento porque las Nch 2369 que va a aparecer este año, ya viene la clasificación, pero oficial. La gente está usando esa clasificación en Chile, es distinta de la que usa Estados Unidos. Esto fue presentado por el profesor Finn y Francisco Ruz en el Congreso de Italia, Finn es una autoridad mundial en geotecnia dinámica, él piensa que el método el que tiene Chile es muy bueno.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—¿Hay algunos antecedentes sobre estructuras enterradas, pipelines, por ejemplo, con daños en este tipo de estructura?

Sr. Rodolfo Saragoni.

—Debe haber, por el asunto del gas, en el caso del agua, por el momento lo de Rusia, debe haber, pero en los informes que tenemos hasta el momento no aparece esa información.

Pero sería muy interesante en el cruce de fallas como vimos en el terremoto de Nisqually 2001, que cruzó la falla y se movió todo, pero la cañería quedó perfecta como el deslizamiento en la falla, nos interesaría ver cómo ha funcionado en estos cruces de falla.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—¿Qué debería hacer Turquía en tu opinión, para reordenar la situación de normativa, plan regulador, nueva norma sísmica, norma de geotecnia, y cómo controlar me imagino la corrupción y la falta de cumplimiento de estas normas?

Sr. Rodolfo Saragoni.

—Hay que entender que estas cosas son culturales o sea hay profesores turcos como Methe Sozen quien falleció, que era profesor y fue director del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Illinois en Champaign, que era un líder en el tema de los desplazamientos, Turquía tiene gente de excelente nivel.

Nosotros tenemos un comité de construcción informal que se creó en Bucaramanga y lo creamos en noviembre o a fines de octubre, que yo presido.

Uno de los tipos de construcciones informales, es aquella que no cumple con las normas sísmicas, y acá el caso turco es el ejemplo más grande, pero eso los colegas turcos lo saben, y otra es la corrupción de los inmobiliarios, los constructores, que no cumplen con las normas.

En un pueblito por ahí que el alcalde obligaba a cumplir con la norma, ahí no pasó nada, es bueno el suelo del pueblo, pero no pasó nada, entonces, eso deja claro que cuando una autoridad obliga a cumplir con la norma no ocurre nada que lamentar, pero no fue el comportamiento generalizado que uno ve.

Pero ese es un caso particular, no tan espectacular obviamente, no se ha cubierto, pero ahí la prensa entrevistó a este alcalde, que muestra su pueblo que no tenía problemas y el pueblo siguió funcionando.

Hay que entender que son temas culturales, el amigo del USGS que es mi amigo de toda la vida es turco, él habla

turco, puede tener más influencia con las autoridades turcas para que se corrijan algunas de estas cosas, pero la población no quedo nada feliz con el resultado, así que algunas correcciones van a ver, va a depender de unas elecciones que tiene Erdogan, entonces van a esperar lo que van a proponer, pero hay que recordar que es prácticamente casi una dictadura, entonces no es fácil hacer estos pronósticos de cómo se van a tomar las decisiones.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—*Quizás para complementar lo que tú estás mencionando Rodolfo, hay que recordar que uno de los informes internacionales sobre el buen comportamiento de las estructuras chilenas en el terremoto del 2010, partía diciendo que una de las razones era la baja corrupción del país y, además, el apego a las normas y a las exigencias normativas y técnicas que se requerían, y eso lo dan como una de las razones más importantes del buen comportamiento que habían tenido las estructuras en Chile.*

Sr. Rodolfo Saragoni.

—Es el Informe de Naciones Unidas.

Sr. Ricardo Nicolau del Roure.

—*¿Se revisará la norma chilena después de esto?*

Sr. Rodolfo Saragoni.

—No, la norma fue a consulta pública a fin del año pasado, llevamos unos 10 años trabajando en la norma, hay un borrador que ya fue a consulta pública, se recogieron 240 observaciones y el comité tiene que pronunciarse sobre esos comentarios, así que no considera modificaciones a raíz de este terremoto, pero obviamente vamos a tener que estudiar todos los estudios que se hagan porque, como les decía, se está llevando a cabo numerosas conferencias sobre el terremoto en Turquía, invitando que se manden trabajos y, obviamente, ahí se van a ir aclarando más los resultados y se van a ver algunas conclusiones.

Pero eso va a tomar 1 o 2 años más en llegar a tener resultados decantados, así es que no se va a poder incorporar en la norma, porque se estimó en un seminario que tuvimos el jueves pasado, la nueva versión de la norma Nch 433 Diseño Sísmico de Edificios va a salir en 2024.

Fin de la conferencia.

AGUA: SEGURIDAD HÍDRICA Y ESCASEZ

*Conferencia de la Sra. Damaris Orphanópoulos S.,
Vicepresidenta de SOCHID y Expresidenta de ECONSSA Chile Ltda.*



Sra. Damaris Orphanópoulos.

El día miércoles 26 de abril de 2023 a las 11:00 horas —vía Zoom REUNA—, ante una gran cantidad de asistentes tanto del ámbito público como privado se realizó la conferencia de la Sra. Damaris Orphanópoulos, Vicepresidenta de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica y Expresidenta del Directorio de ECONSSA Chile S.A., quien expuso sobre el tema: “Agua: Seguridad Hídrica y Escasez”.

Damaris Orphanópoulos es Ingeniera Civil Hidráulica y Civil Estructural de la Universidad de Chile. Posee estudios de Postgrado en Hidrología Isotópica en München, Alemania y un Master en Administración de Empresas Universidad Politécnica de Madrid.

La Sra. Orphanópoulos desde 1996 es Socia y Gerente General de RODHOS Asesorías y Proyectos SpA. También ha ejercido en varios períodos entre los años 1996 y 2022 como Asesora y consultora de la Dirección General de Obras Públicas, Dirección General de Aguas y Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas de Chile. Ex-Presidente del Directorio de Econssa Chile S.A.

Invitada en diversas oportunidades a México, Argentina y China, a presentar el sistema sanitario chileno. Docente en diplomados de Gestión de Recursos Hídricos, en las Facultades de Ciencias Forestales y de Derecho de la Universidad de Chile.

Actualmente Vicepresidente de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica SOCHID, recibió el Primer Premio de esta Sociedad en 1983.

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Muchas gracias al Instituto de Ingenieros por esta oportunidad de compartir tantas ideas e inquietudes que surgen en el desempeño profesional, y que me gustaría dejar planteadas para polemizar o construir sobre ellas, por lo cual el evento de hoy lo valoro como una gran oportunidad.

Me referiré al tema Agua, seguridad hídrica y escasez (Figura 1).

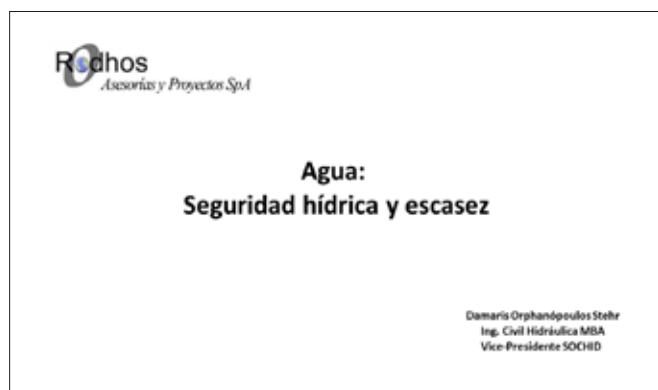


Figura 1

Quiero comenzar señalando que uso un código de colores que facilita la comprensión de los temas que se están tratando, según se aprecia en la Figura 2.



Figura 2

En primer término, me referiré a la seguridad hídrica. ¿Qué es la seguridad hídrica? ¿Existe o no esa seguridad?, y ¿Qué es lo que necesitamos hacer, para lograr algo semejante, que, sin embargo, no es nunca una seguridad? Luego hablaré de la capacidad técnica, capacidad de acuerdo, capacidad financiera y capacidad legislativa, todas ellas requeridas

para obtener logros en el sentido de acercarnos a la “seguridad hídrica”. Los temas los presentaré según el índice de la Figura 3.

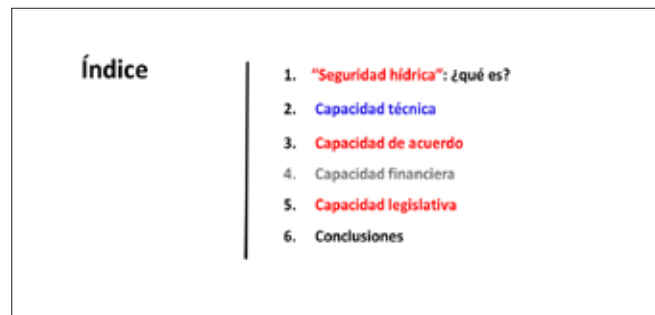


Figura 3

1. Seguridad hídrica: ¿qué es?

Veamos cuáles son los principales temas relacionados con el agua, y con la “seguridad”, que nos ocupan actualmente (Figura 4).

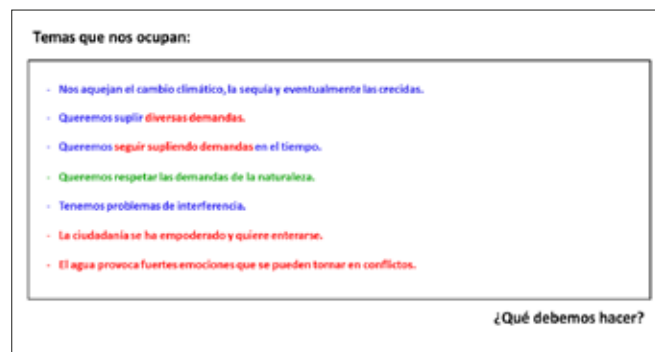


Figura 4

Entonces la pregunta es: ¿qué debemos hacer para abordar toda esta amplia temática?

Primero, hay que reconocer que el agua es un bien multi-dimensional, como se aprecia en la Figura 5.

Eso ya estaba reconocido en 1992, en los principios de Dublín, o carta de Dublín, que emanó de la Conferencia Internacional sobre el Agua y Medio Ambiente, cuyos artículos 1 y 4 destacamos aquí (Figura 6).

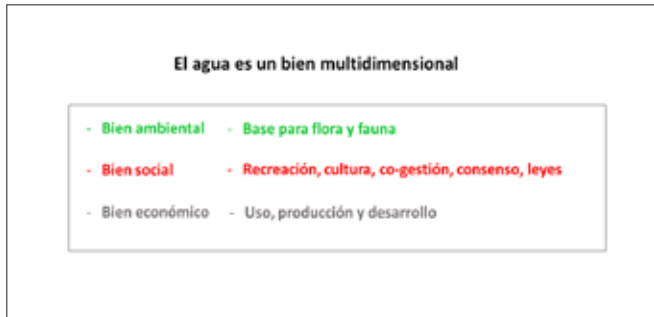


Figura 5

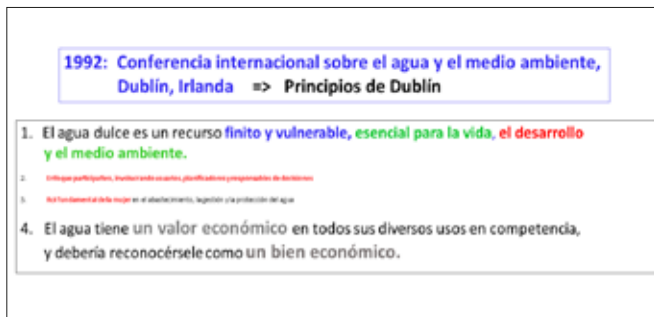


Figura 6

Especialmente destacable resulta el artículo 4, que nos muestra que el agua debe regirse por su característica de bien económico, es decir, de bien escaso, y someterse a las leyes de un recurso escaso.

Por lo tanto, observando que el agua tiene todas estas características y atributos, tenemos necesariamente que ser muy técnicos para hacer una buena gestión, y no solo técnicos, sino que, además, multidisciplinarios (Figura 7).

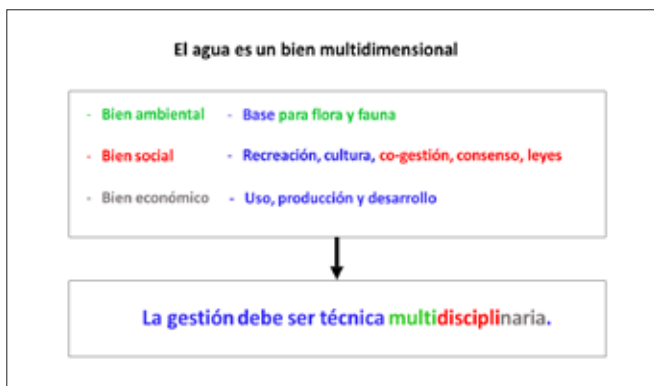


Figura 7

En este contexto ahora aparece este término, “seguridad hídrica”. Personalmente, no me parece adecuado, porque el agua no funciona así, no funciona con seguridades. El agua funciona por probabilidades. En mi formación, el término seguridad está indisolublemente asociado a una probabilidad: seguridad de riego 85%, seguridad del diseño 1 en 100, 1 en 500. Pero seguridad hídrica a secas, es algo que no parece realista, de hecho, es una promesa incumplible.

Yendo a las definiciones, veamos cómo está definida la seguridad hídrica.

Hay un estudio del Ministerio de Medio Ambiente con el Laboratorio de Análisis Territorial de la Universidad de Chile de 2017, que se muestra en la Figura 8.

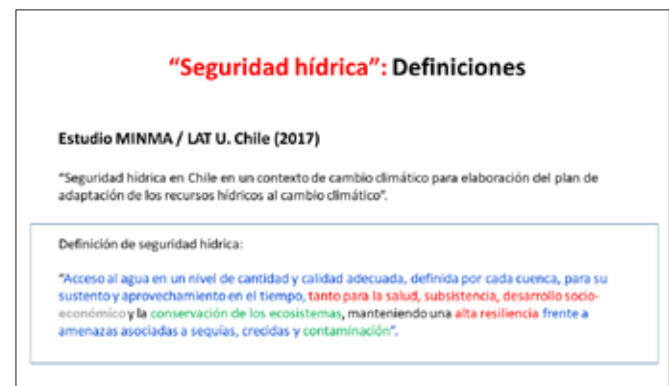


Figura 8

La definición de seguridad hídrica es la siguiente: “acceso al agua, en un nivel de cantidad y calidad adecuada, definida por cada cuenca, para su sustento y aprovechamiento en el tiempo, tanto para la salud, subsistencia, desarrollo socioeconómico y la conservación de los ecosistemas”, hasta ahí una promesa hermosa, pero “manteniendo una alta resiliencia frente a amenazas asociadas a sequías, crecidas y contaminación”, es decir, la propia definición contiene el germen del incumplimiento de esta promesa. El término “seguridad hídrica” no lo contiene, pero la definición sí lo hace.

Por eso, a mí me gusta mucho más la siguiente definición de seguridad hídrica, de Grey y Sadoff, 2007, que en el fondo es muy simple: nos hundimos o flotamos (Figura 9).

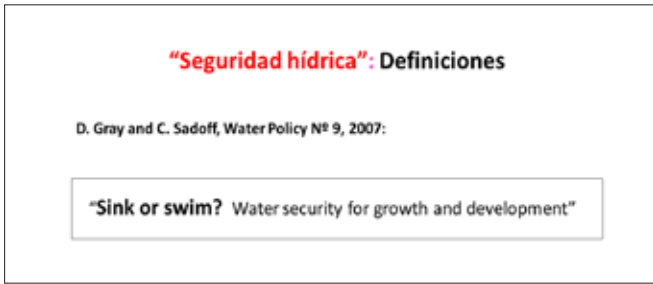


Figura 9

Esta definición muestra que el agua tiene una doble naturaleza y eso hay que reconocerlo: nos hundimos o flotamos.

El agua es fuente, por supuesto, de salud, producción, crecimiento de los ecosistemas y de cooperación.

Pero el agua también es fuente de destrucción, pobreza y disputa. Entonces ¿qué tenemos que hacer nosotros?, tenemos que potenciar el agua como fuente de todos estos aspectos virtuosos y tenemos que minimizar el agua como fuente de los aspectos destructivos (Figura 10).



Figura 10

Se trata, por lo tanto, de encontrar un equilibrio aceptable entre: la cantidad y calidad aceptable del agua para la salud, producción, crecimiento de ecosistemas, y un riesgo aceptable para personas, economía, medio físico y medio ambiente. Es necesario reconocer que siempre va a estar presente el riesgo, y ese término de "seguridad hídrica" no lo muestra (Figura 11).

Cómo logramos este equilibrio aceptable, es lo que explicamos en la Figura 12.

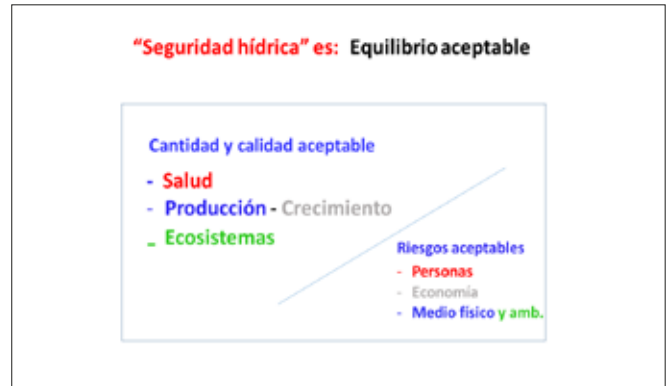


Figura 11

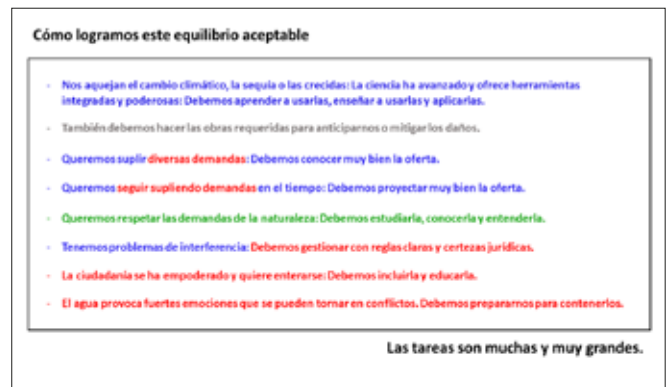


Figura 12

Las tareas son muchas y muy grandes. Por lo tanto, lo que debemos hacer es trabajar duramente, con personas de alta capacitación, para lograr estados de equilibrio aceptable y riesgos aceptables respecto de todas las actividades relacionadas con el agua, como se aprecia en la Figura 13. Hablar de seguridad hídrica es más bien una ficción.

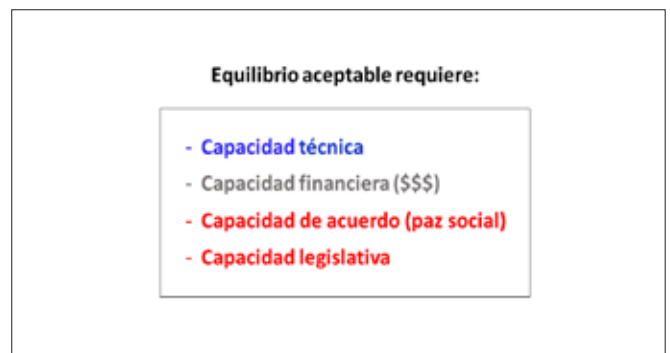


Figura 13

2. Capacidad técnica

Todo lo referente a la capacidad técnica lo veremos con base en un estudio bastante importante, que se realizó el año 2020, en el MOP (DGOP), que se llamó Plan de Inversión en Iniciativas Hídricas PIIH 2020-2050 versión 2020 (Figura 14).

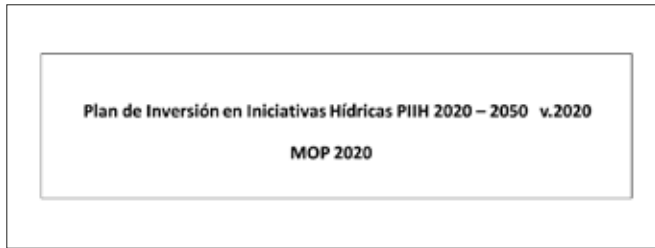


Figura 14

Este plan fue levantado con la cooperación de todas las entidades que se presentan a continuación en la Figura 15, con todas sus reparticiones regionales, y con nosotros (RODHOS) en la dirección del proyecto. Hubo también un directorio, que estuvo integrado por Humberto Peña, James Mc Phee y René Garreaud, además de algunos representantes de las reparticiones participantes del MOP. En la Figura 15 se detallan las tareas y responsabilidades que asumió cada una de las reparticiones.

Participantes PIIH versión 2020	
DGOP	Propietaria del proyecto, asesores, Recolección de información de demanda y oferta, Análisis económico VAN, TRI, PIB, Innovadoras.
DOH, DOH Reg	Aporte pecuniario: contratación de la Dirección del Proyecto, Secretaría Técnica, I, Fiscal Aporte profesional: APR, Aguas Livias, Riego, Conservación, Manejo de cauces y CA.
DIRPLAN, D Reg	Coordinación APR regionales, revisión de Planes de Riego CNR
DGA, DGA Reg	Revisión de estudios y aporte sobre acuíferos y derechos de agua
INH	Revisión y sistematización de Planes Maestros DGA, ubicación de iniciativas en SIG, Revisión de censo agrícola y áreas cultivadas por cuenca, Recolección de información de demanda y oferta.
SIGS	Aporte de caudales de demanda, producción, aguas servidas, innovaciones para sequía
CNR	Aporte de información sobre programas de tecnificación de riego, obras de acumulación y obras de revestimiento de canales, e iniciativas específicas.
RODHOS Asesorías y Proyectos SpA / Damiana Orphanopoulos Stehr	Dirección de Proyecto
DGOP, DGA, DIRPLAN, SOP, H. Peña, J. Mc Phee, René Garreaud	Directorio

Figura 15

¿En qué consistió este plan?

Se levantaron 1902 iniciativas (Figura 16), de las cuales 715 iniciativas estaban relacionadas con APR y se llamaron

básicas. Se ubican en 58 cuencas, y fueron del siguiente tipo: estudios, APR nuevos, mejoramientos, proyectos de sequía, y alcantarillado y plantas de tratamiento de aguas servidas de acuerdo con la nueva ley.



Figura 16

Se levantaron 243 iniciativas generadoras, que corresponden a obras de embalses, canales y tecnificación de riego, incluidos sus estudios previos, en 33 cuencas. Llamamos iniciativas generadoras a las obras que permiten aprovechar mejor y disponibilizar en mayor cantidad las aguas generadas en cada una de las cuencas.

Además, se levantaron 917 iniciativas habilitantes en 51 cuencas. Las iniciativas habilitantes son las que permiten hacer un buen uso del agua y de las obras, y son fundamentalmente obras de defensa, estaciones de monitoreo, estudios de fuentes y estudios para la organización.

Y, finalmente, se seleccionaron 27 iniciativas innovadoras en 12 cuencas. Las llamamos innovadoras cuando cumplían ciertas exigencias de novedad, escalabilidad e impacto.

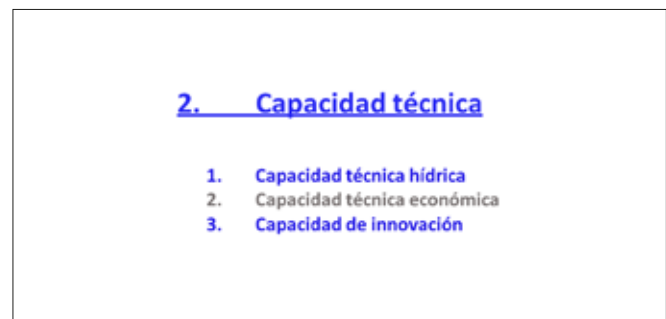


Figura 17

Comencemos por aclarar lo que entendemos por la capacidad técnica requerida para tratar los desafíos que nos impone la gestión del agua (Figura 17).

2.1. CAPACIDAD TÉCNICA HÍDRICA

a) La oferta

Para entender la oferta, es necesario señalar que la oferta de una cuenca, son los caudales que generan las subcuencas aportantes, de acuerdo con sus propios regímenes hídricos o regímenes de precipitación. Los regímenes de precipitación generan caudales en las diferentes subcuencas, de acuerdo con su naturaleza, nival, mixta o pluvial. En la medida que esos caudales van escurriendo, constituyen la fuente para nuestras extracciones. Constituyen también la fuente para la recarga de los almacenamientos: embalses y acuíferos. En la Figura 18 se distinguen subcuencas nivales, mixtas y pluviales, para el caso de la cuenca del Choapa.

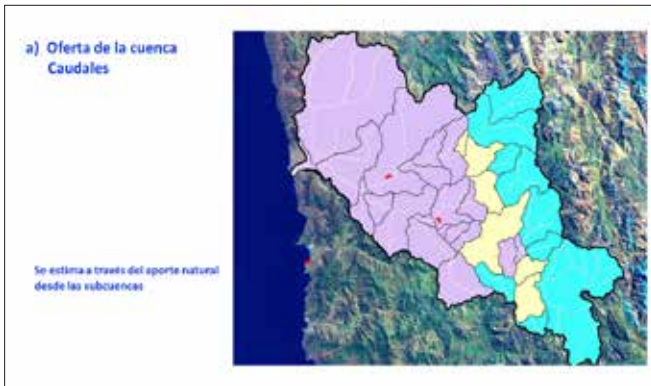


Figura 18

Lo primero que conviene aclarar es que la oferta no es un número, la oferta es una curva. Todos los años la oferta es diferente, de acuerdo con un comportamiento probabilístico. Cada año contamos con una oferta que tiene una determinada probabilidad de excedencia (Figura 19).

La cuenca tiene un régimen hídrico, esto significa que tiene años secos y años húmedos. Según parece, con tantos años de sequía ya hemos olvidado esto, o ya no creemos que las cuencas tengan un régimen hídrico. Usamos, por ejemplo, la frase: la sequía vino para quedarse. O la frase: cómo cerramos la brecha entre la oferta y la demanda, como si

la oferta fuera un número. Lo que hay que considerar es que, en la hidrología, nada vino para quedarse, es decir, siempre hay una variabilidad, y siempre hay que poder y saber contar con esta variabilidad y saber aprovecharla también. Para ello, es necesario tener claro que la oferta no es un número, y que la forma de suplir la demanda no es cerrando una brecha, sino que haciendo un uso racional del régimen hídrico que representa la curva de oferta.

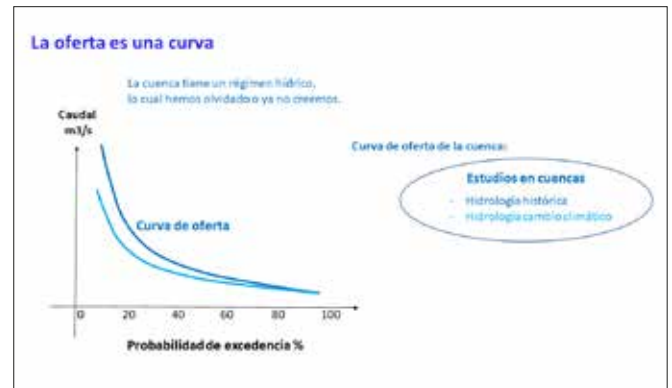


Figura 19

Hay muchas cuencas, por lo menos 44 de las 101 cuencas de Chile, que cuentan con estudios muy avanzados, prácticamente todos a nivel de modelación. Por lo tanto, hay muchas cuencas para las cuales ya existen estas curvas de oferta, a partir de la hidrología histórica, y también proyectada a una hidrología futura de cambio climático. En la situación con cambio climático, la situación es exactamente la misma, también hay un régimen hídrico, también hay una curva de oferta, pero todo se torna más crítico, al esperarse una curva más baja, como se aprecia en la Figura 19.

Si bien la oferta no es un número, la curva de oferta sí tiene algunos valores característicos. Observando nuestra curva de oferta, el primer valor característico de la curva es la oferta 50%, que divide esta curva en una cantidad igual de años más secos, y más húmedos que este valor.

El otro valor característico conceptualmente muy importante es la oferta media. La oferta media es la oferta que podríamos lograr todos los años en la cuenca, si fuéramos capaces de llevar el agua desde donde está, hacia donde no está, o sea, distribuirla perfectamente; y del tiempo en que está, al tiempo en que no está, o sea, regularla perfectamente. La oferta media sería el máximo de caudal

que podríamos obtener de una cuenca para poder aprovecharlo año a año.

Una vez que la oferta (caudales) está disponible en la cuenca, escurre, y, cuando hay capacidad de almacenamiento disponible, se almacena. Esto ocurre, por ejemplo, en los acuíferos, que tienen una capacidad natural de almacenamiento, pero también ocurre en los embalses que nosotros podríamos haber agregado a esta capacidad natural de almacenamiento, que es la capacidad de almacenamiento artificial. Entre las dos generan una capacidad de almacenamiento total para esa cuenca (Figura 20).

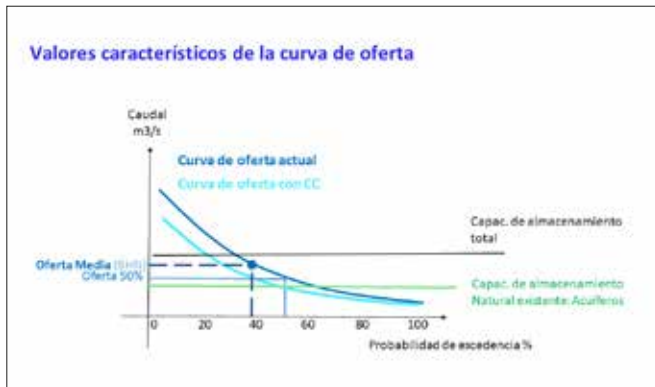


Figura 20

Para la curva de oferta en situación de cambio climático ocurre exactamente lo mismo, pero todo es más crítico.

De acuerdo con lo señalado, el primer imperativo para “flotar”, es conocer la oferta, observarla, medirla, modelarla, de modo que podamos, como decíamos, distribuirla espacialmente o regularla temporalmente y aprovechar al máximo lo que la naturaleza nos está ofreciendo (Figura 21).



Figura 21

A continuación, en la Figura 22, se resumen algunas notas sobre la oferta. A modo de aclaración, las soluciones basadas en la naturaleza (SBN) no constituyen nuevas fuentes, sino que son una forma de gestionar la oferta propia de la cuenca.

NOTAS sobre la OFERTA :

- La oferta no es un número. Tiene valores diferentes todos los años.
- Es necesario conocer la oferta para poder gestionarla. Por ejemplo: SBN es una forma de gestión de la oferta.
- La capacidad de almacenamiento sirve para gestionar (regular) la oferta. NO constituye oferta.
- La oferta máxima aprovechable de una cuenca es la oferta media.

Figura 22

b) La demanda

Por contraste con la oferta, la demanda sí es un número. Es un número que usualmente crece año a año, que se ubica en algún punto sobre nuestra curva de oferta, ya sea sobre la curva histórica o sobre la curva proyectada con cambio climático (Figura 24).

La demanda de una cuenca puede estar compuesta de todos los tipos de demanda que se presentan en la Figura 23.

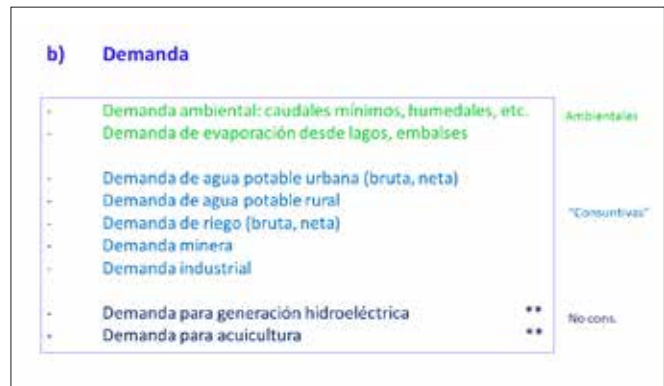


Figura 23

Primero, tenemos las demandas ambientales. Entre ellas, están los caudales mínimos en los ríos, la demanda de los

humedales, etc, que deben ser respetados. Pero también tenemos algunas demandas ambientales que nos gustaría evitar, por ejemplo, la evaporación desde los lagos (imposible de evitar) y la evaporación desde embalses (difícil de evitar, aunque hay iniciativas en ese sentido, pero sigue siendo muy difícil).

Luego tenemos las demandas “consuntivas”, entre comillas, porque no necesariamente son totalmente consuntivas. La demanda de agua potable urbana, por ejemplo, solo consume el 14% del caudal de producción.

La demanda de agua potable rural podríamos considerarla 100% consuntiva.

En cuanto a la demanda de riego, es muy diferente la demanda bruta que la neta, hay una gran cantidad de agua que vuelve al sistema, usualmente entre 30% y 50% o más, por ineficiencias tanto de conducción como de aplicación del riego. Conviene aclarar que las ineficiencias no son pérdidas, en la medida que regresan al sistema hídrico, ya sea recuperando el caudal de los ríos, o recargando los acuíferos.

La demanda minera se considera totalmente consuntiva, como también la demanda industrial.

Y finalmente tenemos las demandas no consuntivas, típicamente para generación hidroeléctrica y para la acuicultura (Figura 23).

Aclaremos que, en adelante, al hablar de demanda, nos referiremos a la demanda neta o consuntiva para todos los usos de la cuenca.

Hay muchísimos estudios de demanda que ha hecho la DGA por décadas, el último muy importante en el año 2017, con las demandas actuales y futuras hasta 2040.

Veamos entonces, cómo se ubica una demanda sobre la curva de oferta (Figura 24).

Tenemos el tipo de demanda D1, que es una demanda pequeña, en una cuenca que presenta la curva de oferta que ya hemos visto, o tenemos otro tipo de demanda D2, que es muy grande respecto de la oferta, o cualquier situación intermedia.

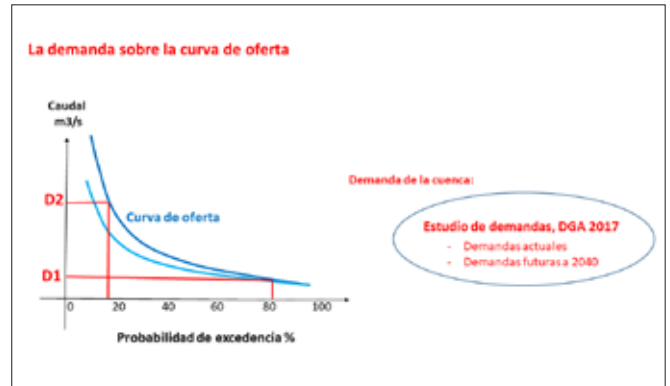


Figura 24

Si tenemos en vista nuestra oferta media de la Figura 25, la demanda D1 es sustentable, porque es menor que dicha oferta media, y la cuenca la puede proveer.



Figura 25

Veamos de qué forma podemos suplir una demanda del tipo D1.

Primero podemos hacer una extracción directa. Luego, si la demanda empieza a crecer, hacemos una conducción, llevamos agua de un lado para otro. Si la demanda sigue creciendo, recurrimos a los acuíferos y empezamos a sacar agua de ese almacenamiento con regulación natural. Si eso no nos alcanza, hacemos embalses, y empezamos a hacer regulación artificial, al mismo tiempo que hacemos mucho énfasis en la eficiencia de uso, eficiencia que hay que entenderla bien: no toda pérdida es ineficiente.

Por otro lado, si tenemos el tipo de demanda D2, esta demanda es mayor que la oferta media, y por lo tanto no es sustentable en la cuenca. En efecto, hay cuencas que tienen una demanda muy grande, mayor que la oferta media. ¿Cómo lo hacen? La suplen a costa del acuífero, y de los almacenamientos en general. Pero es insustentable vivir a costa de nuestras reservas. Por lo tanto, si nos encontramos en esta situación, tenemos que buscar nuevas fuentes. ¿Cuáles son?

En primer lugar, están los trasvases desde otras cuencas cercanas o vecinas donde haya agua, y que en ciertas épocas del año pueden aportar algún recurso. Por lo tanto, recurrimos primero a los trasvases locales. En ningún caso estamos hablando aquí de mega trasvases.

En segundo lugar, está el reúso de las aguas servidas que dan al mar. Por qué decimos expresamente “aguas servidas que dan al mar”: porque las aguas servidas continentales que vienen de las ciudades continentales, tienen un reúso automático aguas abajo en la cuenca. Las reúsa el riego, las aguas potables urbanas y rurales, y otros. De hecho, los derechos de aguas abajo están constituidos sobre aguas derramadas o devueltas desde aguas arriba. Pero las aguas servidas que van al mar son una pérdida neta para el sistema de la cuenca. Por lo tanto, debemos ocuparnos de hacer un reúso de esas aguas, que son las que realmente se pierden. El reúso debe hacerse, en lo posible cerca de la costa, para evitar o minimizar los costos de traslado.

Y por último está la desalinización. Es la última instancia, porque es la más cara, y porque el agua, excesivamente pura, no es apta para cualquier uso. Debe ser específicamente adaptada al uso al que será destinada.

Si actuamos de esta forma, a medida que una demanda crece sobre nuestra curva de oferta, tendremos obras con sentido hídrico, es decir, aquí estamos aprovechando de la mejor manera posible lo que la naturaleza nos ofrece como recurso.

En una situación con cambio climático, es exactamente lo mismo, pero todo se torna más crítico (Figura 25).

c) La oferta y demanda en sequía

En el ejemplo del gráfico de la Figura 26, tenemos la curva de oferta de nuestra cuenca, la oferta media, la capacidad de

almacenamiento de los acuíferos, hemos hecho embalses, tenemos una capacidad almacenamiento mayor que la natural. En situación de cambio climático, tenemos una curva de oferta más baja. Tenemos una demanda sustentable. Pero ahora llevamos muchos años de sequía, llevamos 15 años en que el régimen sólo se mueve entre las probabilidades de excedencia del 70 al 95% aproximadamente.

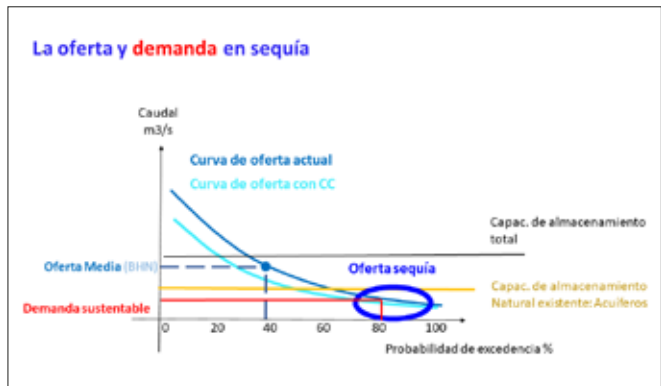


Figura 26

¿Qué es lo que hacemos ahora? De ninguna manera podemos decidir hacer plantas desalinizadoras en todas las cuencas deficitarias. Necesitaríamos plantas desalinizadoras en muchas cuencas, y eso significaría no entender que las aguas van a llegar, porque van a llegar en algún momento a la cuenca, y no estaremos preparados para almacenarlas. Por añadidura, las desalinizadoras se demoran 8 a 10 años en poder materializarse, y luego, aunque por algunos años cumplan su función, quedarán en stand by, porque todos los usos prefieren el agua continental.

¿Qué hacemos entonces cuando tenemos una enorme sequía? Debíamos haber tenido, o podríamos todavía desarrollar, planes de sequía. Éstas sequías se saben que vienen, y si bien es cierto que no esperábamos una sequía de 15 años, se pueden hacer planes de sequía.

¿En qué consisten los planes de sequía? En responder al menos las siguientes preguntas: ¿Cómo explotar más racionalmente los acuíferos?, ¿cómo cuidar o explotar los embalses?, ¿De dónde, hacia dónde construir tuberías?, ¿cómo activar ciertas cooperaciones que necesariamente tienen que darse cuando hay sequía? ¿Dónde y cómo reducir el consumo? ¿Por cuánto tiempo? Todo ello debe plasmarse en un Plan de Sequía.

Lo que queremos decir es que la sequía es una cosa diferente a la escasez estructural en una cuenca, y por lo tanto requiere un tratamiento diferente (Figura 26).

A continuación, en la Figura 27, se resumen algunos conceptos sobre la gestión para suplir la demanda.

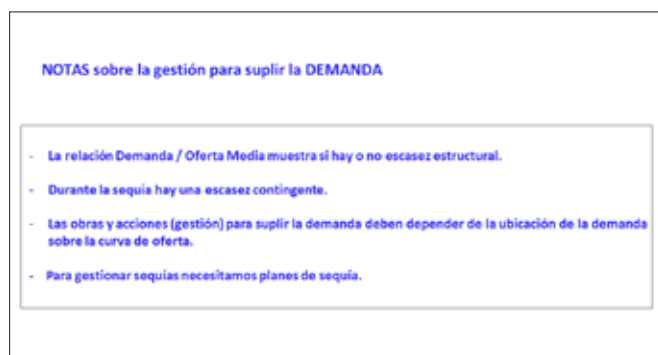


Figura 27

A continuación, mostramos algunos ejemplos:

- **Cuenca del río Aconcagua** (Figura 28). Podemos apreciar la curva de oferta actual o del régimen histórico. También tenemos la curva de oferta en situación de cambio climático.

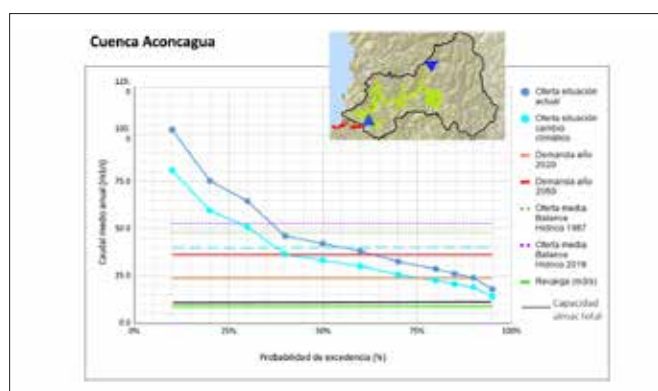


Figura 28

La oferta media aproximada con los dos estudios que existen al respecto, sería de unos 50 m³ por segundo. La oferta media con cambio climático sería de unos 40 m³ por segundo.

La capacidad de almacenamiento en acuíferos es de aproximadamente 8 m³ por segundo.

La capacidad que agregamos nosotros con embalses, es reducida, porque tenemos sólo dos embalses pequeños: Chacrillas de 27.000.000m³ y Los Aromos de 35.000.000m³. Con esto, la capacidad de almacenamiento que tenemos llega a aprox. 2 m³ por segundo.

En este caso, la demanda neta total, de 24 m³ por segundo, se ubica bajo la oferta media. Se trata de la demanda neta de todos los usos, que incluye una demanda agrícola de 60.000 hectáreas de riego.

Si hablamos de una demanda futura de unas 120.000 hectáreas de riego, llegamos a una demanda neta total de unos 36 m³ por segundo, que todavía se encuentra por debajo de la oferta media de cambio climático. Por lo tanto, ¿qué es lo que se desprende para esta cuenca? Fundamentalmente, las propuestas son (Figura 29): usar mejor los acuíferos y hacer embalses. Si creemos que es necesaria una nueva fuente, hay grandes centros urbanos en la costa que entregan unos 3 m³ por segundo de aguas servidas al mar, que deberíamos poder reutilizar, antes de pensar en hacer una planta desalinizadora. El problema que se presenta para una solución de este tipo, es la tramitación.

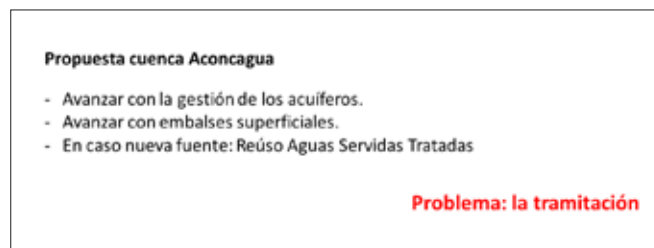


Figura 29

La cuenca del Aconcagua se encuentra actualmente en una situación muy crítica de sequía, que ha obligado a las diversas entidades usuarias de agua a buscar una forma de gestionar esta realidad. La intervención del Estado favorece las aguas para consumo humano por sobre las de riego agrícola. Tal vez el desarrollo precoz de un Plan de Sequía podría haber mitigado los conflictos y polémica surgida a raíz de tales decisiones.

- **Cuenca del río Petorca** (Figura 30). Tenemos la curva de oferta actual, y la curva de oferta con cambio climático. Tenemos la oferta media del régimen actual, y la oferta media con cambio climático.

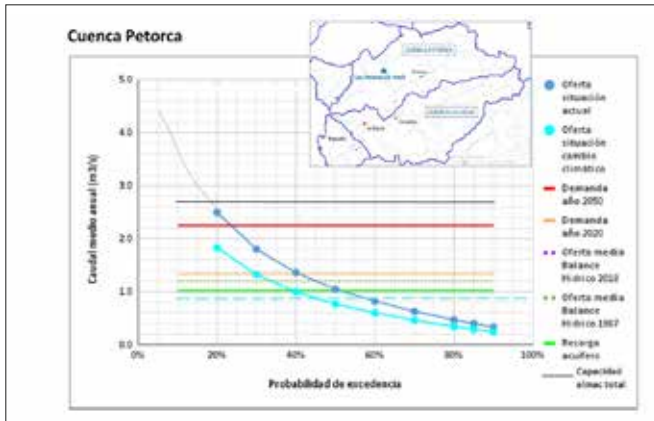


Figura 30

El acuífero es capaz de almacenar la oferta media en esta cuenca, es un acuífero muy importante y de este acuífero ha vivido la cuenca de Petorca en todos estos años en que no ha habido mucho caudal superficial.

Se puede apreciar que la demanda está actualmente sobre la oferta media, y en efecto, se están vaciando los acuíferos.

La demanda futura es mucho más ambiciosa aún. Y aunque en esta cuenca se esté haciendo un gran embalse de 55.000.000 m³, después de lo cual ya no hay ninguna forma de mejorar el aprovechamiento de los recursos propios, el recurso no alcanzará a suplir la demanda actual ni menos la futura.

Como tampoco hay centros urbanos de importancia que entreguen sus aguas servidas al mar, lo que se desprende como recomendación en este caso, efectivamente es una planta desalinizadora de agua de mar, como nueva fuente para poder suplir las demandas, actuales y futuras (Figura 31).

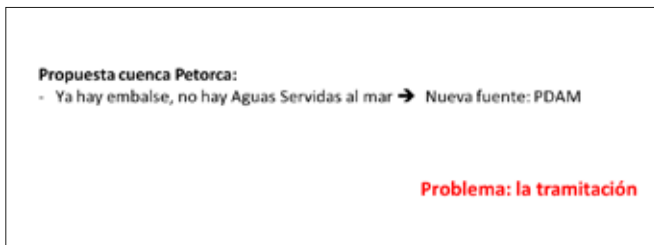


Figura 31

Si se hubiera desarrollado un Plan de Sequía en esta cuenca, probablemente hace años se habría llegado a la conclusión de que, sólo para suplir las necesidades actuales, ya se requeriría una nueva fuente, porque el régimen hídrico propio no era capaz de suplirlas. En especial, conociendo que las plantas desalinizadoras son de larga tramitación, y de alto costo, se habría podido diseñar una forma de subsidio, que pudiera favorecer no solo el agua de consumo humano, sino que también la agricultura, actividad principal de las personas que habitan dicha cuenca.

A manera de contraste, presentamos a continuación la situación en la cuenca del río Valdivia (Figura 32).

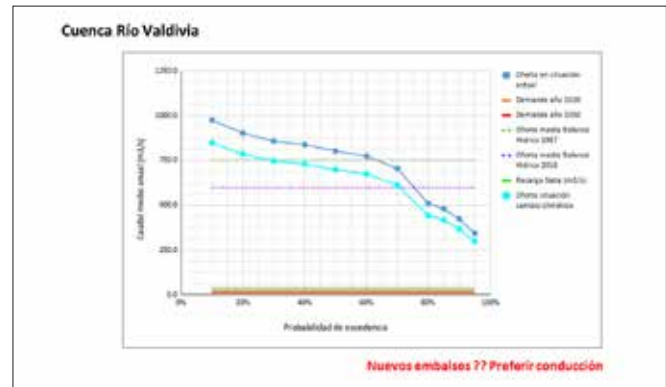


Figura 32

Se aprecia la curva de oferta actual, y la curva de oferta con cambio climático. La oferta media que consideramos más acertada, en este caso es la del Balance de 1987, de aproximadamente 750 m³ por segundo. Esta cuenca también tiene algunos acuíferos, con alguna capacidad de almacenamiento.

Al observar la demanda, tanto la actual como la futura, se aprecia que ellas son mínimas, en comparación con la oferta. Por lo tanto, qué se desprende para esta cuenca: obviamente las extracciones directas, la conducción, pero muy improbablemente hacer nuevos embalses. En esta cuenca las soluciones son más sencillas.

2.2. CAPACIDAD TÉCNICA ECONÓMICA

En este mismo estudio PIIH 2020-2050 versión 2020, se aplicaron dos metodologías de evaluación económica, para evaluar las iniciativas generadoras:

a) VAN social y TIR social

Por un lado, se aplicó la metodología de evaluación local, en base al VAN y la TIR sociales, cuyas fórmulas son las de la Figura 33. Esta metodología se llama de evaluación local, porque sólo considera el impacto del proyecto sobre su área de influencia inmediata. El análisis no abarca toda la cuenca, ni menos toda la región o el país.

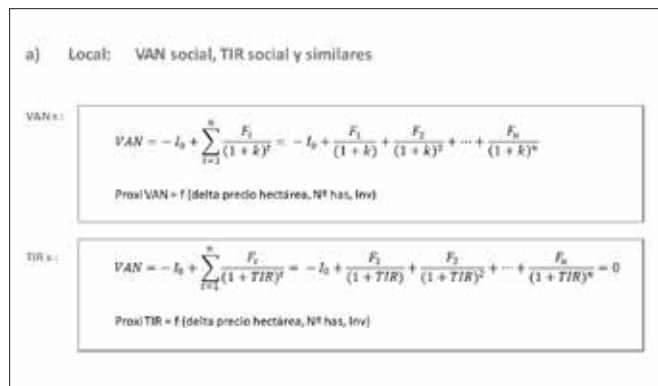


Figura 33

En el estudio PIIH versión 2020 se aplicó una fórmula simplificada o proxi, tanto para el VAN como para la TIR, en función de la diferencia del precio de la hectárea regada versus la hectárea de secano, el número de hectáreas beneficiadas por cada obra y la inversión. De esa forma se calculó los valores de VAN y TIR social para todas las obras (iniciativas generadoras) propuestas en el Plan.

b) Matriz Insumo-Producto (MIP)

Por otro lado, se desarrolló el análisis del impacto a nivel global de las obras propuestas, vía matriz insumo-producto. El artífice que estuvo detrás de esto fue Eric Haindl, economista que maneja la metodología MIP a la perfección. Erik usó la última matriz global de 2017, para la cual realizó el trabajo de agregar los 111 sectores productivos, en 11 sectores, en función de su relación con el agua (Figura 34).

Esta matriz se llama insumo-producto porque tiene en las filas los productos que se venden. Están las ventas intermedias a todos los demás sectores productivos, y las ventas a usuarios finales. Todas las ventas suman el valor de la producción.



Figura 34

En las columnas están, primero, los insumos que se compran a cada uno de los sectores productivos, que son las compras intermedias. Además, está el impuesto o arancel que se paga, y finalmente, el valor agregado, que también se paga. Todas las compras finalmente también suman el valor de la producción.

El PIB no es otra cosa que la suma sobre todos los sectores productivos, del valor agregado. El PIB se encuentra enmarcado en el círculo rojo (Figura 35).

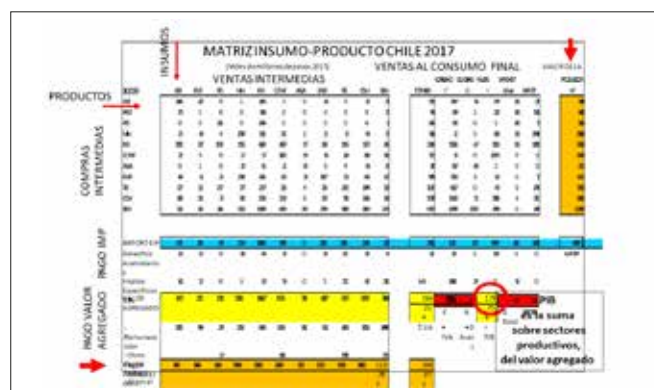


Figura 35

En el PIB se agregan muchos valores, que se pueden identificar y aislar. Se puede conocer, por ejemplo, el impacto de una obra sobre el PIB, pero también sobre aspectos específicos que integran el PIB, como el ingreso, el empleo, la demanda por agua y la recaudación de impuestos (Figura 36).

A partir de esta metodología, se obtuvieron resultados globales sumamente interesantes, de cómo cada obra o

iniciativa generadora impacta en los aspectos que se señalan en la Figura 37.

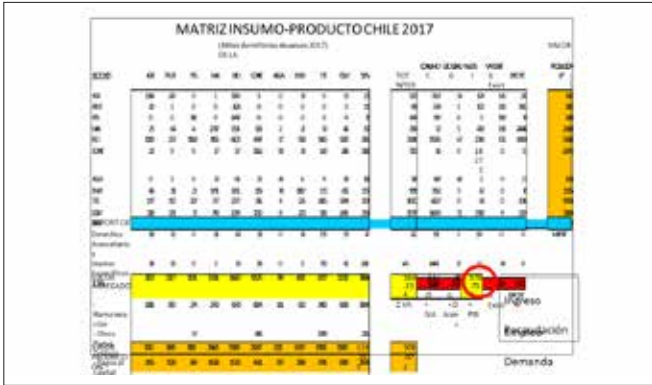


Figura 36

- Además, se aplicó un ranking multicriterio, ponderando criterios locales (VAN, TIR) y criterios globales (MIP), como herramienta alternativa para priorizar los embalses futuros (Figura 38).

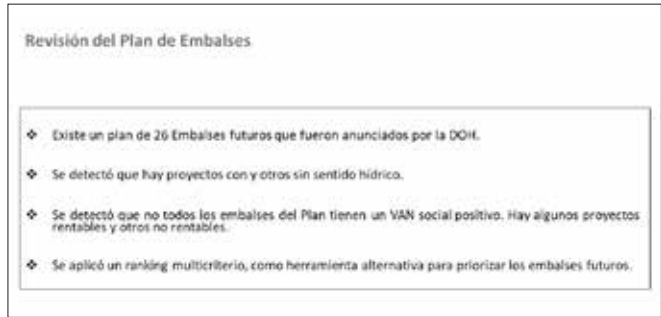


Figura 38

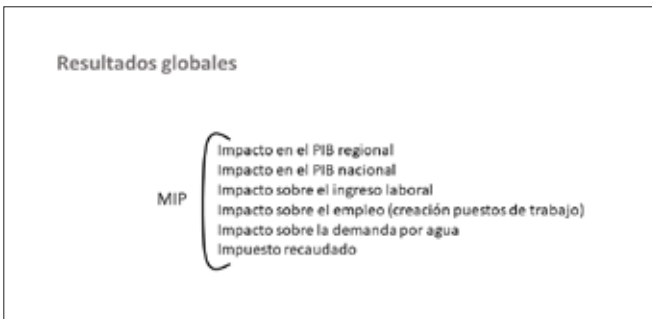


Figura 37

Hay muchos aspectos muy interesantes que se pueden ver con esta metodología, y que difieren de los resultados que se obtienen a partir del VAN y la TIR. En ese momento, se solicitó revisar el Plan de Embalses, de 26 embalses anunciados por la DOH hace unos 6 o 7 años atrás.

La revisión del Plan de Embalses mostró lo siguiente:

- Hay proyectos con y otros sin sentido hídrico. Hay embalses que no conviene hacer en algunas cuencas, porque debería preferirse la conducción. En otras cuencas, no hay agua suficiente para justificar más embalses: no podría evitarse que los embalses de precordillera les quitaran el agua a los embalses de aguas abajo. En resumen, no siempre los embalses son una solución con sentido hídrico.
- Se detectó también que no todos los embalses del plan de embalses tienen un VAN social positivo, hay algunos proyectos rentables y otros no rentables.

El resultado de este análisis fue el que se aprecia en la Figura 39, en que se ve que, de los 26 embalses, hay 3 que ya están en construcción, los cuales no se evaluaron. De todo el resto hay varios que no tienen sentido hídrico, que son los embalses precordilleranos. Por ejemplo, en la cuenca del Limarí, donde hay una capacidad de embalsamiento para el doble de la oferta media con los embalses ya existentes, los embalses adicionales en la precordillera, lo que hacen fundamentalmente es quitarles agua a los embalses existentes, es decir, no aportan mucha agua adicional, no tienen sentido hídrico. Están marcados en amarillo.



Figura 39

En rojo están los que no tienen sentido económico, es decir, no son rentables. En verde están los que tienen sentido hídrico y sentido económico (Figura 39).

La lista de embalses de la Figura 39 se encuentra rankeada ponderando por igual cada uno de los criterios: TIR, Impacto PIB nacional, Impacto PIB regional, Impacto empleo e Impacto en recaudación. Se puede escoger cualquier forma de elaborar un ranking. Actualmente, el MIDESO exige una evaluación sólo por el criterio local VAN / TIR.

2.3. CAPACIDAD DE INNOVACIÓN

En el PIIH también se incorporó un capítulo sobre iniciativas innovadoras.

Se generó un portafolio de 92 iniciativas innovadoras a partir de las siguientes fuentes: MOP, CNR, SISS, GIZ (alemana) y todos los consorcios y centros tecnológicos a los que el MOP tuvo acceso en ese momento (Figura 40). Todos aportaron los proyectos innovadores que estaban desarrollando a la fecha. Estos proyectos pasaron por una evaluación de su grado de novedad, escalabilidad e impacto. Como resultado, se incluyeron algunos proyectos, y otros se descartaron.

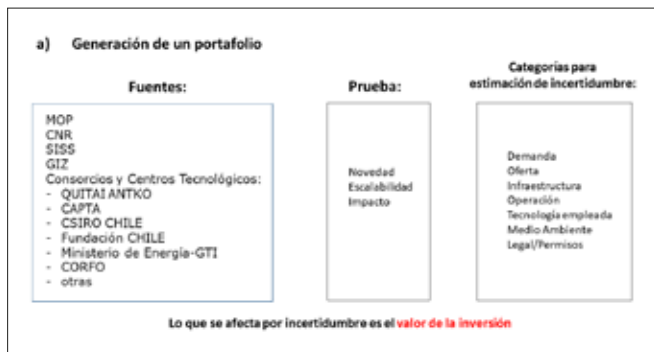


Figura 40

Para las iniciativas no descartadas, se estimó un índice de incertidumbre, de acuerdo con los siguientes criterios: capacidad de suplir la demanda, seguridad de oferta, tipo y viabilidad de la infraestructura, características de la operación, tecnologías que emplea, aficción al medio ambiente y requerimiento de permisos legales. Sólo 39 iniciativas contaban con información suficiente como para desarrollar este análisis (Figura 41). El objetivo de este análisis, fue encontrar un valor o índice de incertidumbre, por el cual afectar el valor de la inversión. Es decir, si la iniciativa tiene un costo estimado de A, pero tiene asociada una gran

incertidumbre, el costo ya no será A, sino que A x índice de Incertidumbre.

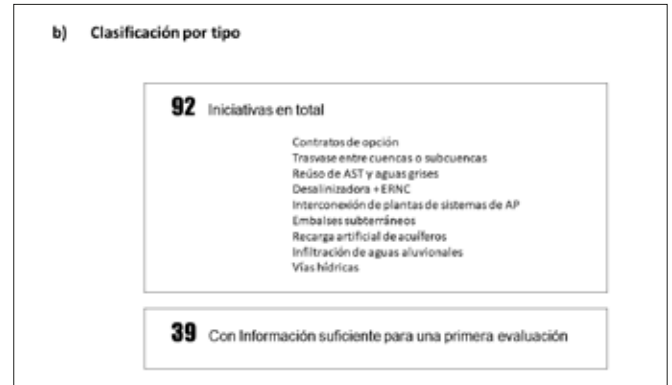


Figura 41

Como resultado del análisis, se obtuvo el valor del índice de incertidumbre para cada una de las 39 iniciativas que pudieron ser evaluadas (Figura 42).

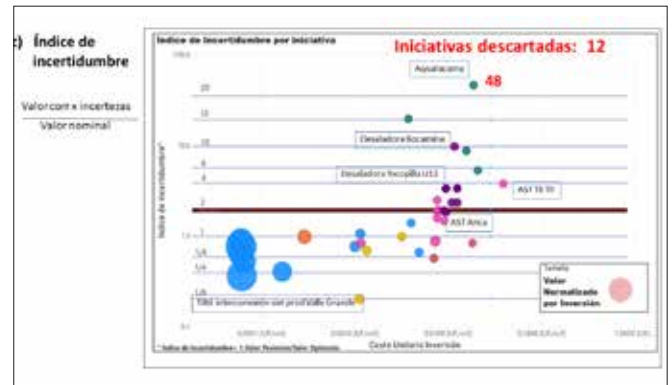


Figura 42

Se aceptaron como viables todas las iniciativas con un índice de incertidumbre menor o igual que 2. Cumplieron con este criterio, 27 iniciativas.

Entre estas iniciativas, se encuentran: interconexiones, muchos contratos de opción (entre juntas de Vigilancia y empresas de Aguas Potable), varias iniciativas de reutilización de aguas servidas o residuales, y otras (Figura 43).

Según se puede apreciar en la Figura 42, las iniciativas con índice de incertidumbre mayor que 2 son fundamentalmente

las plantas desalinizadoras que utilizan túneles existentes de centrales térmicas, y todas las vías hídricas de gran longitud, con la vía hídrica submarina Auatacama en el extremo, con un índice de incertidumbre de 48.

Resultado iniciativas seleccionadas y priorizadas

Proy. N°	Región	Nombre Proyecto	OSF	Nombre Institución	Estado	Valor	Minimo	Maximo
1	Antofagasta	11	11	11	11	11	11	11
2	Antofagasta	12	12	12	12	12	12	12
3	Antofagasta	13	13	13	13	13	13	13
4	Antofagasta	14	14	14	14	14	14	14
5	Antofagasta	15	15	15	15	15	15	15
6	Antofagasta	16	16	16	16	16	16	16
7	Antofagasta	17	17	17	17	17	17	17
8	Antofagasta	18	18	18	18	18	18	18
9	Antofagasta	19	19	19	19	19	19	19
10	Antofagasta	20	20	20	20	20	20	20
11	Antofagasta	21	21	21	21	21	21	21
12	Antofagasta	22	22	22	22	22	22	22
13	Antofagasta	23	23	23	23	23	23	23
14	Antofagasta	24	24	24	24	24	24	24
15	Antofagasta	25	25	25	25	25	25	25
16	Antofagasta	26	26	26	26	26	26	26
17	Antofagasta	27	27	27	27	27	27	27
18	Antofagasta	28	28	28	28	28	28	28
19	Antofagasta	29	29	29	29	29	29	29
20	Antofagasta	30	30	30	30	30	30	30
21	Antofagasta	31	31	31	31	31	31	31
22	Antofagasta	32	32	32	32	32	32	32
23	Antofagasta	33	33	33	33	33	33	33
24	Antofagasta	34	34	34	34	34	34	34
25	Antofagasta	35	35	35	35	35	35	35
26	Antofagasta	36	36	36	36	36	36	36
27	Antofagasta	37	37	37	37	37	37	37
28	Antofagasta	38	38	38	38	38	38	38
29	Antofagasta	39	39	39	39	39	39	39
30	Antofagasta	40	40	40	40	40	40	40
31	Antofagasta	41	41	41	41	41	41	41
32	Antofagasta	42	42	42	42	42	42	42
33	Antofagasta	43	43	43	43	43	43	43
34	Antofagasta	44	44	44	44	44	44	44
35	Antofagasta	45	45	45	45	45	45	45
36	Antofagasta	46	46	46	46	46	46	46
37	Antofagasta	47	47	47	47	47	47	47
38	Antofagasta	48	48	48	48	48	48	48
39	Antofagasta	49	49	49	49	49	49	49
40	Antofagasta	50	50	50	50	50	50	50

27 iniciativas
Con 11 = 2

27802 MM\$ 956370 UF

Figura 43

Este altísimo índice de incertidumbre de 48 se debe a que es un megaproyecto que pretende trasladar aguas por 1.500 km por el fondo del mar, desde el Biobío hasta Atacama o hasta Antofagasta, con los siguientes antecedentes (Figura 44), que lo hacen inviable:

Megaproyecto que traslada aguas por 1500 kilómetros por el fondo del mar, desde BioBio hasta Antofagasta

- Sin precedentes en el mundo
- En ocho años no ha avanzado en este sentido
- Incertidumbre de tipo de material
- Incertidumbre de comportamiento del material al fondo del mar
- Incertidumbre sobre características del fondo del mar en 1500 km
- Incertidumbre sobre fabricación de los tubos
- Incertidumbre sobre traslado de los tubos
- Incertidumbre sobre la unión de los tubos
- Incertidumbre sobre requerimientos de mantenimiento: una flota de 5 barcos
- Ambientalmente inaceptable hoy.

En resumen: valor inicial 200.000.000 UF = US\$ 8.000 millones

X 48 (factor de incertidumbre)

= US\$ 384.000 millones

X

Figura 44

Recapitando sobre la capacidad técnica

Qué tenemos (Figura 45).

Qué nos falta para seguir adelante (Figura 46).

Capacidad técnica

Qué tenemos:

- Instituciones: DGA, DDI, CNR, GORE, Municip., IV, Mesas
- Estudios avanzados
- Profesionales capacitados
- Modelos evolucionados

Figura 45

Capacidad técnica

Qué se requiere para seguir adelante:

Organizarnos de modo de consensuar una proyección por cuenca, en base a la gran cantidad de antecedentes existentes

Figura 46

Lo que necesitamos ahora es, por lo tanto, una capacidad de acuerdo, para consensuar una proyección para la cuenca.

Entre los antecedentes existentes por cuenca, debe tenerse especialmente en cuenta la gran cantidad de modelos desarrollados, que debieran ser habilitados y que constituyen un gran avance en el sentido de permitir el estudio y análisis por parte de una organización de cuencas.

3. Capacidad de acuerdo

Para interiorizarnos en este tema, un buen ejemplo es la forma en que se organiza el Reino de los Países Bajos. Ellos lo expresan mediante el triángulo de oro (Figura 47).

Los vértices del triángulo son el sector público (que representa fundamentalmente la oferta), el sector privado (que representa fundamentalmente la demanda) y el sector académico (que representa el conocimiento). Ellos son los integrantes de las organizaciones encargadas del recurso hídrico en las cuencas.



Figura 47

Los actores llegan a esta institución, con objetivos diversos, lógicas diversas, y poder distribuido. Cada uno llega con sus propias necesidades y desafíos. Quieren auto coordinarse, y decidir acerca de las iniciativas u obras que su cuenca requiere.

Para auto coordinarse, saben que deben lograr consensos. Y todos saben que tienen que sacrificar algo, todos tienen que ceder en algo, para que se logren los consensos.

Entre todos, de esta forma, formulan una visión compartida de la cuenca, que es lo que nosotros hemos llamado Plan. Pero no solo eso, sino que se organizan para lograr este Plan, y de esta forma pasan de ser simples actores, a constituir una gobernanza (Figura 48).



Figura 48

Contar con una Gobernanza y un Plan significa bastante trabajo. Sin embargo, una gran parte del trabajo ya está avanzada, con la gran cantidad de Planes que existen para

muchas cuencas del país. Por ello, lo que falta es fortalecer la Gobernanza, de modo que podamos “flotar”. No hablamos aquí de lograr la “seguridad hídrica”. Hablamos de hacer una buena gestión como para alcanzar los equilibrios razonables y asumir los riesgos razonables que nos impone la naturaleza del recurso hídrico (Figura 49).

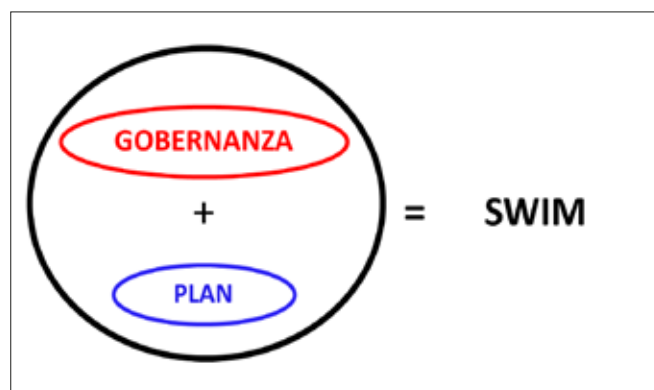


Figura 49



Figura 50

Personalmente, me gusta mucho la foto de la Figura 50, por la actitud de las personas, las personas que representan a los actores, las cuales tienen que tener ciertas cualidades, como son:

- Cualidades individuales: Tienen que ser personas motivadas, trabajadoras, cumplidoras, armónicas y respetuosas.
- Cualidades colectivas: Tienen que ser personas representativas, ellas no hablan por sí, hablan por lo que representan, son servidoras, están informadas y son enfocadas.

- Qué aportan estas personas: escuchan, informan y educan a la ciudadanía. De esta forma al final todos saben de todos, y esto es la base de la confianza. Con la confianza se puede avanzar en gestionar, hacer una buena gestión ya sea en sequía, ya sea en tiempos normales, ya sea en tiempos difíciles por cualquier razón.

Recapitando sobre la capacidad de acuerdo

Qué tenemos (Figura 51).

Capacidad de acuerdo

Qué tenemos:

- Experiencias y Estudios
- Libertad de asociación: mesas de agua, acuerdos voluntarios
- Un sector público con atribuciones de coordinación y presupuesto
- Una voluntad política de avanzar con los Concejos de Cuenca

Figura 51

Qué nos falta entonces para seguir adelante (Figura 52):

Capacidad de acuerdo

Qué se requiere para seguir adelante:

- Generar la entidad coordinadora (16 cuencas piloto)
- Nuestra ideología sea la paz y bienestar social
- Comenzar a trabajar en el PLAN.
- Alinear el financiamiento**

Figura 52

Por lo tanto, lo que corresponde que haga la gobernanza, es ir en busca del financiamiento, para alinearlo con el Plan.

4. Capacidad de financiamiento

Cuáles son nuestras capacidades de financiamiento en Chile: tenemos muchísimas (Figura 53).

4. Capacidad de financiamiento

1. Instituciones públicas
2. Instituciones privadas
3. Tarifas
4. Financiamiento internacional

Figura 53

4.1. INSTITUCIONES PÚBLICAS (Figuras 54 y 55)

4.1 Instituciones públicas

DOH	-	SSR
	-	Drenaje
	-	Manejo de cauces
	-	Obras de riego
DGA	-	Estudios
	-	Programas
	-	Fondo para Invest, Innov y Educ en RRHM
CNR	-	Ley 18450
	-	Proyectos de modernización de OUA
	-	Apoyo pequeños campesinos INDAP

Figura 54

INDAP pequeños campesinos	-	Programa Desarrollo Territorial Indígena
	-	Programa de Asociatividad Económica
	-	SIRSD-Sustentabilidad de los suelos
	-	PRODESAL Programa de desarrollo local
	-	PDI Programa de desarrollo de Inversiones
	-	SAT Servicio de Asesoría Técnica
	-	Programa de alianzas productivas
	-	Concursos de Fomento
CORFO	-	Programa Pro-Inversión
	-	Gestión eficiente recursos hídricos
	-	Red tecnológica GTT
	-	Innova alta tecnología
	-	Sostenibilidad
	-	Invierte mujer
	-	Fogalín
	-	Crédito verde
Ministerio de Agricultura	-	FIA Fundación para la innovación agraria
CORE	-	FIC Fondo de innovación para la competitividad

Figura 55

4.2. INSTITUCIONES PRIVADAS (Figura 56)

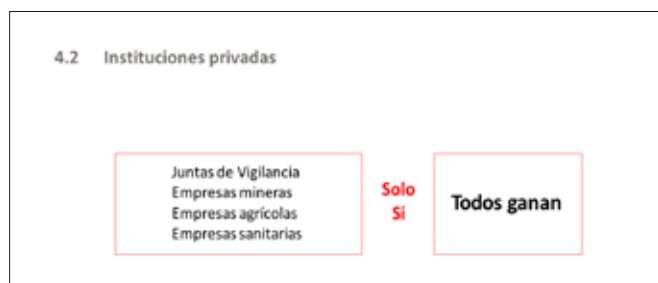


Figura 56

4.3. TARIFAS (Figura 57)

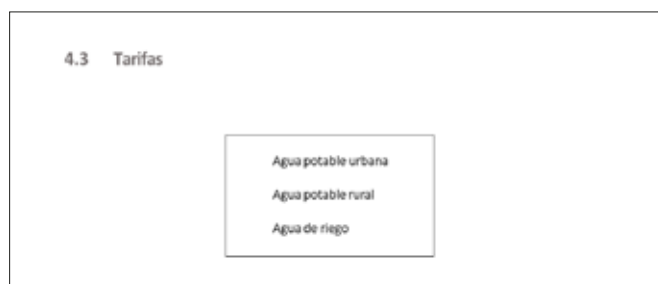


Figura 57

El agua potable urbana se auto sustenta con las tarifas, el agua potable rural lo mismo. ¿Por qué pusimos el agua de riego aquí, si no paga tarifas? Porque el agua de riego tiene varios pagos que suelen pasar inadvertidos: paga cuotas en las organizaciones de usuario, paga el mantenimiento y limpieza de todas sus obras y canales, y además paga una contribución muy alta por terrenos de riego. La proporción de la contribución de terrenos de riego versus secano es aproximadamente 5:1.

4.4. FINANCIAMIENTO INTERNACIONAL (Figura 58)

Recapitando sobre la capacidad de financiamiento

Qué tenemos y qué debemos hacer para avanzar (Figura 59).

Se observa que lo que hay que hacer es alinear las fuentes con las necesidades el Plan. Es en este sentido que debe operar la gobernanza.



Figura 58

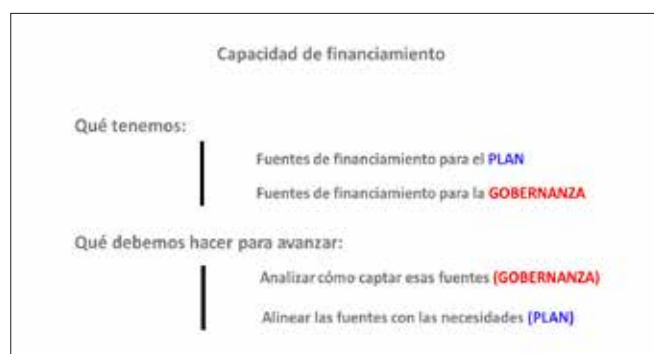


Figura 59

5. Capacidad legislativa

Por último, mencionaremos algunos aspectos de nuestra capacidad legislativa, porque detrás de todo sistema están las leyes (Figura 60). Las leyes son las que hacen que las cosas funcionen, por lo cual es importante tener buenas leyes, sistemas legales coherentes y realistas.

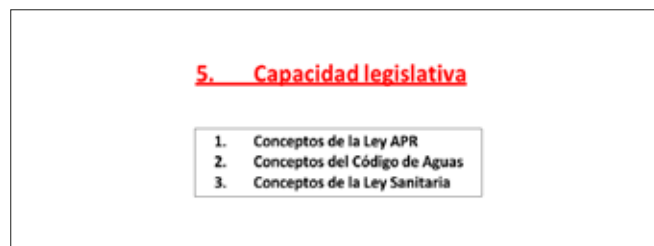


Figura 60

5.1 CONCEPTOS DE LA LEY APR (LEY 20.998)

a) Contexto físico

En Chile tenemos un total de unos 5600 poblados, de los cuales hoy día cuentan con APR una cantidad de 1962. Con el PIIH 2020, que las proyecta a 10 años más, vamos a tener 316 APR nuevos adicionales, lo que totaliza casi 2300 poblados con servicios de APR (Figura 61). Esto representa el 41% de las localidades, y corresponde a prácticamente todas las localidades concentradas y la gran mayoría de las localidades semi concentradas, interesando ahora cubrir también las localidades dispersas, que son las más caras de todas.

a) Contexto físico	
Total poblados	5600
Con APR hoy:	1962
Con APR proya 10 años:	316
Total con servicio:	2278
	41 %

Figura 61

En las Figuras 62 y 63 se muestra en rojo la cobertura espacial de las 1962 localidades con servicio de APR en Chile, mientras que en azul se muestran los 316 proyectos.

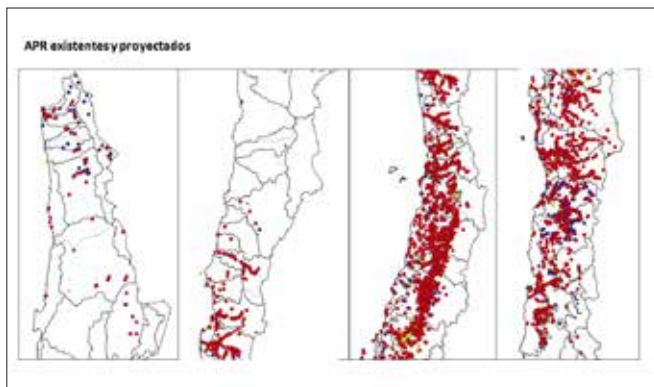


Figura 62

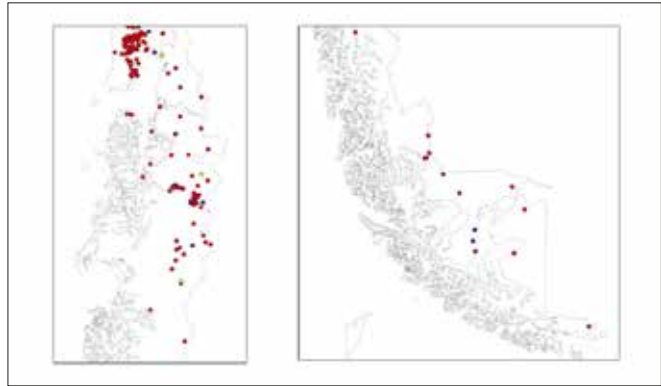


Figura 63

b) Contexto legal

Se trata de la ley 20.998 de 2017 (Figura 64).

b) Contexto legal			
1. Ley 20.998 de 2017			
Obligación de concentrar y tratar las aguas servidas de las APR.			
2. DS 90/2000, igual, laxo y permisivo que regula efluentes de cuerpos de agua continentales:			
Coliformes fecales	1000 NMP/100ml	[5 a 20 veces más que la realidad]	50-200 NMP/100ml
Nitrógeno total	10,00 mg/l	[entre 60 y 1000 veces más que la realidad]	0,01 – 0,16 mg/l
Fósforo	2,00 mg/l	[entre 160 y 640 veces más que la realidad]	0,003 – 0,012 mg/l
3. La ausencia de Normas Secundarias de Calidad			
Solo hay normas secundarias de calidad en 5 cuerpos de agua de las 101 cuencas de Chile:			
- Cuenca del río Biobío, 2010			
- Lago General Carrera, 2010			
- Lago Villarica, 2013			
- Cuenca del río Maipo, 2014			
- Cuenca del río Biobío, 2015			
- Estuario de la cuenca del río Valdivia, 2015, derogada en 2017			
Daño irreversible		Incoherente con el Código de Aguas	

Figura 64

¿Qué nos trae esta ley? Nos trae la obligación de tratar las aguas servidas de las localidades con APR.

Lamentablemente en Chile no se ha innovado en este tema, como en el resto del mundo, por lo cual esta obligación de tratar las aguas servidas se entiende como concentrarlas vía alcantarillado, y tratarlas en plantas de tratamiento. Esto, a nivel internacional ya no se hace para localidades pequeñas. Las localidades pequeñas usan soluciones individuales, mucho más sustentables, o hacen diversos tipos de proyectos de reúso, de modo de no concentrar sus aguas servidas ni entregarlas a los cuerpos naturales. Las aguas se reutilizan ya sea en riego de jardines, riego agrícola, uso industrial u otros.

Además, ya es muy sabido que las plantas de tratamiento de aguas servidas en localidades pequeñas no funcionan, por un problema de escala. Como las plantas de tratamiento funcionan en base a bacterias vivas, a pequeña escala son muy vulnerables a los cambios, y suelen fallar, por lo cual devuelven las aguas servidas en estado prácticamente crudo a los cuerpos naturales de agua, lo que necesariamente será una contaminación, aunque sea legal.

Para realizar esta contaminación legal, nos ayuda enormemente el Decreto Supremo 90/2000, que es uno solo para todo Chile. Para todas las aguas servidas de Chile rigen las mismas exigencias al ser entregadas a cuerpos de agua continentales, independiente de la calidad de las aguas receptoras. Este decreto supremo 90 es laxo y permisivo para la mitad de Chile, la mitad sur, porque, por ejemplo, permite coliformes fecales de hasta 1000 como NMP, que es 5 a 20 veces más que lo que las aguas naturales contienen. En cuanto a nitrógeno total, permite hasta 10 mg/l, lo que es entre 60 y 1000 veces más que el contenido natural de las aguas. En cuanto a fósforo, permite hasta 2 mg/l, que es entre 160 y 660 veces más que lo que las aguas naturales contienen (Figura 64). En pocas palabras, este decreto DS 90 permite la contaminación legal de la mitad de las aguas naturales de Chile.

Por otro lado, no tenemos normas secundarias de calidad. Este tipo de normas existen solamente para 5 cuerpos de agua de las 101 cuencas de Chile. Ni siquiera para 5 cuencas, sino que solamente para 5 cuerpos de aguas, hoy contamos con normas secundarias de calidad. Por lo tanto, las plantas de tratamiento de localidades pequeñas significan un desastre anunciado, pues constituirán un daño irreversible a las aguas del país. Además, resultan totalmente incoherentes con lo que es hoy el Código de Aguas, que ha establecido en su modificación del año 2022, un gran énfasis en el cuidado del medio ambiente.

Por lo tanto, se requiere con urgencia ejecutar las acciones señaladas en la Figura 65.

Modernizar la ley 20.998, de modo de:

- Abandonar la política obligatoria de tratamiento de aguas servidas en localidades rurales, y preferir las soluciones individuales.
- Fomentar la incorporación de tratamientos individuales o grupales modernos y sustentables, para lo cual hay experiencia nacional e internacional.



Figura 65

En cuanto al DS 90 hay que flexibilizarlo, adaptándolo a la calidad de las aguas naturales receptoras. Si no se hace esto, ¿cuál es la gracia de tener un decreto que nos permite contaminar legalmente las aguas naturales de Chile?

En cuanto a las normas secundarias de calidad, es necesario avanzar, aceleradamente. Estas son las normas que protegen el medio ambiente. Hay que avanzar con prioridad en las cuencas de mejor calidad de agua del sur de Chile (Figura 65).

c) Indicadores económicos del PIIH para APR

Los indicadores económicos del PIIH, en lo concerniente a las APR, son totalmente coherentes con lo que aquí se señala.

Tenemos hoy día casi 2.000.000 de habitantes cubiertos con aguas potables rurales.

Estos son algunos indicadores económicos (Figura 66) que obtuvimos para los diferentes tipos de iniciativas, ya fueran nuevas, mejoramiento y ampliación, estudios, alcantarillado, sequía y un total.

c) Indicadores económicos del PIIH 1.800.000 hab. a fin 2020
1962 sistemas

APR Item	Nuevas	Mejoram y Ampl.	Estudios, Diseños y Gestión	Alcantarillado (PTAs)	Sequía	TOTAL
Nº de iniciativas	316	300	23	6	60	705
Inversión en MM\$	297.518	241.267	4.629	11.220	11.913	506.547
Habitantes beneficiados	132.834	473.600	67.337	2.940	104.268	778.979
Inv en \$/persona	1.788.066	511.592	68.744	3.816.327	133.435	652.835
Total caudal comprometido m ³ /s	0.134	0.546	0.078	0.001	0.123	0.902
Inversión \$/l/a	1.544.889.190	442.025.876	59.394.627	3.297.906.122	115.287.835	564.049.711

Definir criterio de corte del servicio de alc/PTAs APR financiado por el Estado

Figura 66

Lo que se aprecia en la Figura 66, es que las aguas potables rurales nuevas, benefician a 132.000 habitantes, con un costo de \$1.800.000 por habitante y un costo de \$1.500.000.000 por litro por segundo. A medida que se avanza con la cobertura de localidades cada vez más dispersas, el costo va en aumento. Cabe preguntarse hasta dónde tiene que llegar el Estado con la garantía de servicio, ante la realidad de que las personas viven dispersas.

A continuación, se puede apreciar lo que pasa con el alcantarillado. Hay 6 proyectos que benefician a 2.940 personas, con un costo de \$3.800.000 por persona y con un costo de \$3.300.000.000 por litro por segundo.

La pregunta que se plantea, es, si no convendría definir un criterio de corte del servicio de alcantarillado y planta de tratamiento, financiado por el Estado. En primer lugar, el Estado no debería financiar ninguna obra de alcantarillado ni planta de tratamiento convencional para localidades pequeñas, sino que potenciar soluciones individuales, y soluciones ambientalmente y económicamente más razonables. En segundo lugar, los habitantes finalmente deben pagar tarifas por estas obras, que son carísimas, y no tendrían por qué hacerlo, si las soluciones fueran más razonables (Figura 66).

5.2. CONCEPTOS DEL CÓDIGO DE AGUAS (LEY 1122 DE 1981, MODIFICADA 2005, MODIFICADA 2022)

Se ha hablado mucho, últimamente, de la prioridad del uso humano. Sin embargo, es necesario reconocer que la prioridad para el uso humano existe en el Código de Aguas desde su primera versión de 1981, en que está clara la posibilidad de expropiación de derechos de agua para uso doméstico, en el artículo 27 (Figura 67).

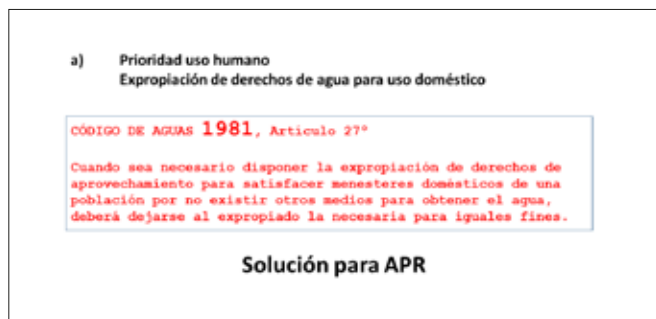


Figura 67

Antes de disponer la expropiación, por la vía del mercado de los derechos privados se ofrecen diversas posibilidades: llegar a acuerdo, hacer una negociación, acordar un arriendo, gestionar una compra de derechos, y si nada de eso funcionara, entonces el Código permite la expropiación. En efecto, para muchas localidades rurales se logró llegar a acuerdos con los regantes, que entregaron unos pocos litros por segundo, para apoyar las fuentes de APR. Lamentablemente, no se usó esta posibilidad en todas partes, llegándose muchas veces al culpar el Código de Aguas por las situaciones de escasez, en vez de aplicarlo como hubiera correspondido, y llevando a las localidades la solución más precaria y más cara existente: los camiones aljibe.

Hoy en día, después de la última modificación de abril de 2022, este artículo 27 es mucho más fuerte todavía (Figura 68). Hoy permite expropiar derechos de aprovechamiento, no solo para cubrir los menesteres domésticos de una población, sino que, además, para satisfacer la conservación de los recursos hídricos, o sea, se puede expropiar un derecho de agua a un regante, por ejemplo, para dejar el agua correr por el río. En todo caso, este artículo 27 sigue siendo una solución para los APR.



Figura 68

Por otro lado, en el Código de Aguas está la facultad de establecer reservas de agua para abastecimiento poblacional (Figura 69).

Esta facultad apareció en la modificación de 2005, en el artículo 147 bis, y efectivamente se hicieron muchas reservas. Hay 28 reservas de agua a nivel nacional, entre los años 2007 al 2015, fecha en que se realizó un estudio por parte de la UC, y probablemente hoy día haya más.

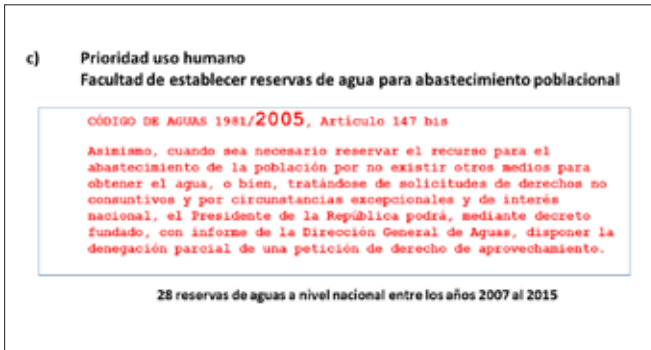


Figura 69

En la última modificación de abril 2022, se incluyeron reglas, requisitos y limitaciones a los derechos, todo en función de resguardar no solo las funciones de subsistencia y consumo humano, sino que, además, las funciones de preservación ecosistémica, y finalmente, también productiva (Figura 70).

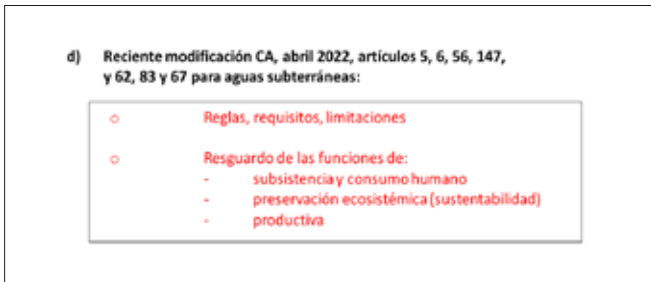


Figura 70

En resumen, es necesario destacar que la prioridad para el uso humano no es una novedad de la última modificación al Código de Aguas, sino que un valor que este Código incorporó desde su nacimiento, en 1981.

5.3. CONCEPTOS DE LA LEY SANITARIA (LGSS DFL 382)

Esta ley es del año 89, tiene 34 años de antigüedad, y en su artículo 35 dice (Figura 71).

Aquí vemos que existe la obligación de dar una garantía de servicio de 100%. En esta ley tenemos la aproximación más fuerte a la seguridad hídrica, dado que quedó establecida la obligación de la seguridad de servicio. Sin embargo, incluso esta ley tuvo que reconocer la excepción de la fuerza

mayor. Pero lo que nos interesa mostrar es que esa garantía de servicio del 100% dio absoluta prioridad al uso humano, sin la necesidad de tener que hablar de la prioridad del uso humano, sin que se hablara aún del derecho humano al agua, etc. Es algo que estaba implícito en los valores del legislador, que contrajo un compromiso real y total con la dignidad de las personas, y el derecho a tener agua potable en su hogar, a un precio razonable.

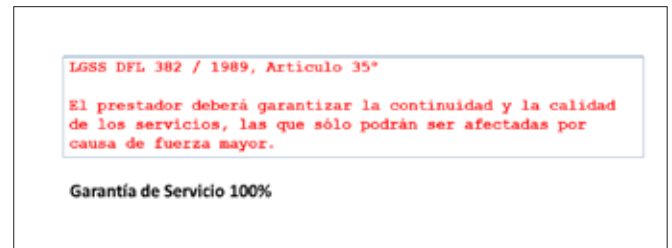


Figura 71

Detrás de este logro está el cuerpo legal sanitario, que es un ejemplo mundial de eficiencia.

¿Cómo logró el cuerpo legal sanitario ser un ejemplo a nivel mundial, con sólo 5 leyes, y los respectivos decretos tarifarios que se emiten cada 5 años?

Lo primero y más importante es que se separó el rol prestador, del rol fiscalizador. Y esto no existe en muchas partes del mundo, generalmente el fiscalizador es el Estado o el gobierno, el municipio o lo que sea, y el prestador es el mismo, entonces al no estar separados los roles, no hay la posibilidad de exigir calidad al servicio. Por el contrario, al estar separados estos roles, el Estado exige al prestador la calidad 100%, y si no la provee, es materia de una fuerte multa. Esto es en serio, y nosotros lo estamos viviendo, porque después de 15 años de sequía, la cual dejó hace años de ser una fuerza mayor, tenemos agua potable en todos nuestros hogares, salvo excepciones.

Adicionalmente, una estructuración del servicio sanitario como empresa, una entidad bien claramente delimitada que es controlable, regulable y auditable, además de la creación de tarifas de autofinanciamiento óptimas, que cubren todos los costos de la empresa en forma optimizada, incluidos los impuestos que paga y las utilidades que debe tener para ser sustentable, y una ley de subsidio estatal focalizado para las personas que no pueden pagar el servicio, completan

un panorama de calidad y seguridad del servicio de agua potable, que pocos países en el mundo son capaces de exhibir (Figura 72).

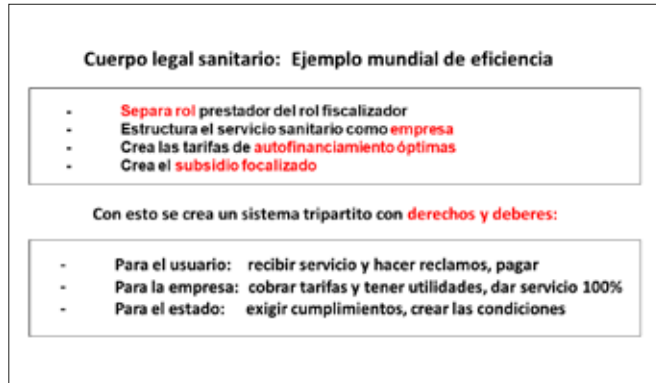


Figura 72

Se creó con esto un sistema tripartito de derechos y deberes. Las tres partes son: el usuario, la empresa y el regulador (Estado). Los derechos y deberes de cada parte se aprecian en la Figura 72. Lo más importante es que el Estado tenga la voluntad política de crear o mantener las condiciones para que el sistema funcione de acuerdo con la ley.

6. Conclusiones

La seguridad hídrica no es tal, solo hay un equilibrio aceptable entre aseguramiento y riesgo, y alcanzarlo requiere trabajo profesional multidisciplinario. El término seguridad no es adecuado, porque es una promesa incumplible.

Debemos saber qué tipo de escasez estamos enfrentando, estructural o contingente, para saber cómo proceder en cada cuenca.

Para las cuencas donde la escasez es contingente, debemos desarrollar planes de sequía. Esto se refiere a las cuencas desde Aconcagua hacia el sur. Para las cuencas donde la escasez es estructural, debemos desarrollar planes de inversión que mantengan las actividades mínimas para evitar el éxodo, y aplicar o diseñar fórmulas de subsidio.

Innovación sí, pero cuidado con los megaproyectos de trasvase de agua, no resultan aceptables porque tienen un enorme grado de incertidumbre.

Un problema grande que nos impide flotar, es la tramitación de los proyectos, en el SEA y en las concesiones marítimas, tanto para la planta desalinizadora como también para las plantas para reúso de aguas servidas que dan al mar.

Es necesario mantener la certeza jurídica de los derechos de agua y su movilidad a través del mercado. Esto es muy importante porque se produce la asignación económicamente óptima, da tranquilidad a todas las personas involucradas y además genera los win win win. Cuando hay un mercado de agua, ganan ambas partes, además del Estado.

Es necesario ser coherentes entre las leyes, por ejemplo, la ley de APR, el decreto 90 y la falta de normas secundarias, no son coherentes con el actual Código de Aguas.

Es necesario aplicar bien el Código de Aguas, en especial su artículo 27, que nos parece que tiene una potencialidad muy grande para resolver los problemas de APR. Esta potencialidad no se ha reconocido, beneficiándose, por el contrario, el sistema de camiones aljibe.

Es necesario reconocer el mérito del cuerpo legal sanitario, y traspasar sus virtudes hacia otras actividades. Con esto, nos referimos a educación y salud. Si aplicáramos este mismo concepto, en que el Estado pudiera exigir calidad a los prestadores que se encuentran fuera del Estado, tanto en la educación, como en la salud, la situación podría ser similar a la del agua potable, que está siempre ahí, siempre cumpliendo, siempre con la calidad comprometida.

Al término de la Conferencia, la Sra. Orphanópoulos respondió consultas y comentarios de los asistentes. Don Eduardo Muñoz hace de moderador. A continuación, reproducimos lo más relevante de estas intervenciones.

Sr. Eduardo Muñoz.

—Agradecemos a Damaris por esta conferencia que nos ha brindado, donde hemos podido ver distintos temas, algunos relacionados con la gestión multidisciplinaria que debe tener el recurso hídrico, la seguridad hídrica, entendida como este equilibrio en la naturaleza que mencionó Damaris durante su presentación; visitamos o revisitamos algunos conceptos bajo esta mirada, también sobre la seguridad hídrica. También este concepto de equilibrio, oportunidades de colaboración y

necesidad de acuerdos para avanzar y, a su vez, una reflexión en torno a la normativa y las leyes nacionales que quedarían por plasmarse.

Una de las preguntas que se hace respecto a este concepto de “perder” cierta cantidad de agua en el mar, estamos hablando de parte de metros cúbicos en el mar, en la misma cuenca del Aconcagua, y la pregunta es: ¿este volumen de exceso, considera aquí el volumen necesario para preservar los ecosistemas costeros, es decir, hay un volumen cuantificado sobre el cual uno empieza a considerar esta pérdida de agua, en la desembocadura de los ríos?

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Yo sé que ese es un tema, que ese término “pérdida” siempre es controvertido, a partir de la mirada del hidrólogo que mira la cuenca y tiene que sacarle partido al agua dulce, y el biólogo marino, que requiere una cierta cantidad de agua dulce en el mar. No conozco estudios que hablen del caudal de agua dulce mínimo requerido en el mar frente a las desembocaduras. Pero en relación con las aguas servidas, ellas no deberían ir al mar. El mar originalmente no está acostumbrado a que le llegue un chorro de agua servida. Si se lo sacamos es un beneficio neto, beneficio neto para el mar, beneficio neto para las personas que están aguas arriba, que podrían ser: la empresa, los usuarios, el concesionario, el regante o el minero que va a comprar esa agua. Serían todos beneficiados, incluso el medio ambiente es beneficiado con esta medida porque, como digo, ese chorro de agua servida al mar no es algo natural. De hecho, los emisarios van a dejar de existir muy pronto, vamos a tener que ver qué hacemos con las aguas servidas. También es beneficiado el Estado, a partir de las nuevas actividades productivas que podrían realizarse con las aguas servidas si dejan de entregarse al mar.

Sr. Eduardo Muñoz.

—Aclarar a qué se refiere cuando señala que las aguas desalinizadas son de mala calidad, considerando que en esta misma locución que hacemos ahora último, usted menciona que estas aguas servidas que se descargan al mar, sería importante utilizarlas, pero estas aguas consideran muchas veces solamente tratamientos primarios, ¿cómo está el contraste ahí en esta apreciación, respecto de que las aguas desaladas

serían de mala calidad en comparación a conocer estas que tienen tratamientos primarios?

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Al decir que las aguas desalinizadas son de mala calidad, lo que quiero es crear conciencia acerca de que éstas, como ustedes saben, están desprovistas casi completamente de todos los minerales naturales a través del ósmosis inversa. Son aguas prácticamente destiladas, que es necesario readaptar para el uso, agregándoles algunos minerales.

Entre las cosas que no se eliminan completamente vía ósmosis inversa, está el boro, o sea, para eliminar el boro hay que hacer un tratamiento adicional mucho más exigente todavía, de modo de dejar el agua apta para riego. Por lo tanto, el agua desalinizada directa, así como viene no es apta para riego, por el exceso de boro y porque tiene muy pocos minerales, se come los suelos. Para las personas es buena, porque es muy limpia y pura, pero nosotros necesitamos muchos de los minerales que vienen en las aguas en forma natural. La adaptación del agua desalinizada, con calcio y/o magnesio, “salva”. Sin embargo, está en estudio el efecto de largo plazo de usar agua desalinizada de mar para uso humano.

Por otro lado, se está evaluando que no haya más emisarios al mar de Chile, en un mediano plazo. Entonces, éste será un buen momento para volcarnos a ver cómo reutilizar las aguas servidas, antes de continuar haciendo plantas desalinizadoras. Obviamente el tratamiento primario que hoy se da a las aguas que se entregan a los emisarios submarinos, no permite obtener un agua de buena calidad. Es incomparablemente mejor la calidad del agua desalinizada, readaptada. Sin embargo, por ejemplo, para su uso en riego, esta agua podría ser mucho más beneficiosa que el agua desalinizada, debido a la cantidad de minerales nutrientes que contendría. Destinar aguas servidas tratadas directamente al agua potable, no es viable, pero a otros usos sí. Podrían reincorporarse al sistema hídrico vía SWAP (intercambio de derechos) u otra vía.

Sr. Nelson Núñez.

—¿Cuál es su opinión respecto de contar con un sistema de fuentes similar a lo que pasa en el sistema eléctrico, en que

cada fuente debería aportar a la demanda según el opex que tiene en un determinado momento?

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Conceptualmente sería muy bueno, pero ¿cuáles serían las fuentes? ¿Y cómo sería la distribución? Tendríamos que hacer grandes inversiones. Pero sí creo que, obviamente, es parte del análisis de una buena gestión; me parece bien cualquier idea que mejore la gestión y aproveche los recursos que tenemos de una mejor manera, me parece perfecto, por qué no soñar con eso.

Sr. Nelson Núñez.

—*Alguna opinión que usted pueda tener respecto a la ley marco de cambio climático, por esta misma definición de seguridad hídrica, y sobre todo definiciones asociadas a soluciones de base natural. ¿A su juicio son estas soluciones de base natural una oportunidad?*

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Las SBN, soluciones basadas en la naturaleza, creo que son una forma de gestionar la oferta, como lo dije, pero posiblemente con efectos menores. Son medidas ecológicas, que protegen la naturaleza, lo que es absolutamente necesario, pues no podemos vivir en una naturaleza que estemos destruyendo. Yo las veo muy atractivas, y totalmente complementarias a las soluciones más tradicionales. Probablemente, para avanzar de la mejor manera, necesitemos todas las soluciones posibles, SBN, embalses, gestión de acuíferos, y otras, a partir de una mirada integral sobre la cuenca y sus recursos.

Al señalar la gestión de acuíferos, yo no hablo de recarga artificial de acuíferos: la recarga artificial y la recarga gestionada es un tema que no me convence. Creo que la recarga se produce naturalmente en muchos sitios, especialmente en los piedemontes, y fundamentalmente cuando llueve. Creo que cuando hay agua, la recarga es automática, es muy grande, y esto debido a los suelos que tenemos aquí. Cuando hay agua, la recarga es muy inmediata, y ésta se va antes que nada a los acuíferos. De hecho, nuestra lucha siempre ha sido, que el agua no se nos infiltre a los acuíferos.

El agua de los canales se filtra hacia los acuíferos, las ineficiencias de riego se van a los acuíferos, de los cauces el agua evacúa hacia los acuíferos, desde todas partes el agua se va primero a los acuíferos, y donde al último todavía está, es en los acuíferos. Por eso, la recarga artificial para mí es un esfuerzo innecesario, un esfuerzo inútil, de resultados ínfimos, y además ineficiente, dado que el agua infiltrada finalmente escurre y se va, o aflora manteniendo los equilibrios propios de las napas. Conozco dos acuíferos en Chile, donde una recarga artificial tal vez podría tener sentido: el Pan de Azúcar (Elqui) y la Pampa del Tamarugal. Probablemente ahí el agua se quede, y se podría acumular. En el resto de las cuencas el agua escurre o aflora, es decir, en el corto plazo se nos va.

En cambio, la gestión de los acuíferos (no confundir con la recarga gestionada) me parece del todo necesaria, para aprovechar la capacidad de almacenamiento que nos brinda la naturaleza. No usar los acuíferos o mantenerlos siempre llenos, es como no tenerlos. Conocerlos y usarlos razonablemente, me hace sentido.

Ahora, una cosa importante para mí, es que hay que entender cómo funcionan los sistemas subterráneos, entender qué es lo que ocurre con la recarga, porque en muchas partes ocurre que, si tú recargas por aquí, inmediatamente se te escapa el agua hacia el río 1 km más abajo, y esto es totalmente inconducente. Por eso, la recarga de acuíferos no es una solución para Chile, salvo en contadísimos casos.

Por lo tanto, me parece necesario conocer y gestionar bien los acuíferos, gestionar bien todos los recursos que tengamos en la cuenca, y las soluciones basadas en la naturaleza son un aspecto más. Veo la necesidad de una gestión integrada, en que las soluciones basadas en la naturaleza obviamente también cumplirán un rol.

Sr. Eduardo Muñoz.

—*Volviendo a la conversación, todo esto que mencionamos, el tema de la recarga de acuíferos, también deja entrever la incertidumbre que tenemos en torno a lo que pasa en el suelo, que también hay mucha incertidumbre social y quienes trabajan con esos terrenos lo saben bastante bien, ahora quizás es una pregunta más en lo personal, pero respecto a todo lo que hemos estado conversando, de todas estas soluciones: Es más o menos conocida esta incertidumbre respecto*

a la disponibilidad hídrica a futuro, quizá todo apunta las proyecciones climáticas al menos que se barajan para Chile continental, a una disminución en las precipitaciones, por lo tanto, se podría afectar los niveles de agua que tenemos en nuestros ríos y, por lo tanto, quizás los embalses no son la mejor alternativa, o se pueden cuestionar, es lo mismo que usted mostraba en la presentación.

Ahora bien, tomando en cuenta estas alternativas que potencialmente se pueden utilizar, el tema de las soluciones basadas en la naturaleza, cosas por el estilo o bien los trasvases que se mencionaron, la infraestructura mixta, la pregunta acá que viene de plano es, ¿si nosotros pensamos en lo que se hizo en el pasado, tenemos las capacidades y voluntades para liderar una adaptación de la institucionalidad pública, llámese MOP, DGA, CNR y todas las instituciones, a fin de trabajar y converger en torno al recurso hídrico y que nos permita afrontar este nuevo escenario? Vale decir, ¿una institución 2.0 que incluya este componente de cambio climático y permita tener soluciones que nos permitan avanzar hacia la resiliencia hídrica por ejemplo?

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Bueno, tengo varios comentarios respecto de eso.

Primero, creo que el cambio climático de alguna forma está asumido, de que vamos a tener menos de esto, más de lo otro, tendencias hacia acá o allá, las precipitaciones se van a desfasar, ya no va a haber tanto en el invierno, van a ser más de primavera, va a haber por lo tanto menos nieve, menos derretimiento, todo será menos.

Mucho más acuciante percibo yo los eventos de sequía, que ameritan adaptación inmediata y urgente, y para las cuales ni siquiera se han desarrollado Planes de Sequía. Entonces, proponer una institucionalidad 2.0 para el cambio climático y no proponer nada para la sequía, me parece inconducente.

Por lo demás, toda la historia de la humanidad se refiere a la adaptación que ella ha debido realizar para ajustarse a condiciones cambiantes. El cambio climático es un desafío más, que nos obligará a ser más eficientes, y a lograr nuevos equilibrios. Además, como la población está en permanente crecimiento, habrá que ser cada vez más cuidadosos con la naturaleza. Seguro que tendrán que ser adoptadas las soluciones basadas en la naturaleza. De todas maneras, hay que tener cuidado

porque las cosas a ultranza no funcionan. Hay que buscar los equilibrios como decía yo en la presentación, todas las cosas están en el fondo basadas en equilibrios, podemos ser mucho más cuidadosos todavía de lo que somos, de lo que efectivamente hemos sido con la naturaleza, pero desterrar medidas como hacer embalses, no me parece adecuado.

Segundo, cada cuenca tiene su realidad, sus presiones y sus habitantes con ciertas expectativas y requerimientos, su naturaleza y su oferta hídrica. De acuerdo con eso, habrá que avanzar en cada una de las cuencas, incorporando acciones frente a la sequía, y frente al cambio climático, y la nueva institucionalidad de los Concejos de Cuenca encuentra exactamente ahí su razón de ser.

Tercero, cualquiera sea la institucionalidad, para hacer una buena gestión hay que medir todo. Los países que avanzan en la gestión de cuencas, tienen plataformas de datos increíbles, miden todo, saben todo, saben el volumen de agua contenido en cada sector de la cuenca, saben cuánto pueden deprimir las napas en cada punto sin generar efectos indeseados sobre otras actividades, etc. Debe ser como con el agua potable, el agua potable lo mide todo, y es totalmente eficiente, se sabe cuánto se produce, cuánto se consume, cuánto se factura y cuánto consume cada uno de nosotros en nuestros hogares. Igual con la electricidad. Si sabemos y tenemos claridad de cómo funciona la naturaleza, así nos podríamos manejar, viendo de qué tipo es cada cuenca, con qué oferta contamos, y desde dónde nos suplimos, cómo procedemos para aprovecharla de la mejor manera, respetando el medio ambiente. Con el conocimiento podremos llegar a lo que conversábamos antes, sobre activar fuentes en la medida de lo necesario, en función del opex. No creo que se requiera una nueva institucionalidad para esto, pero sí, objetivos más claros y más ambiciosos para las instituciones actuales.

Cuarto: El mensaje básico es, aumentemos el conocimiento. Miremos súper bien la oferta, medir, modelar, conocer, la oferta superficial, la subterránea, todo, y, por supuesto, no estar cerrados a ningún tipo de solución, tampoco estar cerrados a los embalses. Miremos el cuadro completo y tomemos la solución que a todos nos convenza. Por eso tenemos que tener muchas miradas, muchos ojos, cada uno con su propia mirada, porque todas las miradas aportan, y en forma armónica tenemos que hacer el plan de la cuenca y ver cómo avanzar en cómo aprovechamos mejor el agua. La nueva Institucionalidad requerida: el Concejo de Cuenca.

Quinto, como resultado de todo lo señalado antes, no creo que se requiera una institucionalidad 2.0 para eso. Creo que se necesita una evolución, la que se da en forma natural, en la medida que se identifiquen correctamente las nuevas necesidades. La institucionalidad deberá evolucionar, como siempre lo ha hecho, adaptándose a los problemas que van surgiendo. Eso mismo ya está ocurriendo ahora, con los Consejos de Cuenca. Si bien los Planes Directores, Maestros y Estratégicos existen hace décadas, y también muchas iniciativas de gobernanza, materializar los Consejos de Cuenca es una novedad. Son el producto de una evolución.

Sr. Eduardo Muñoz.

—El tema del monitoreo es clave y yo creo que lo entienden todos los que en algún momento han querido de una u otra forma caracterizar un proceso de base, especialmente con modelos que son más realistas, entonces vamos a tratar de ir priorizando.

Hay una reflexión que dice: hay que lograr que más actores escuchen esto que estamos conversando y se sumen para construir un plan y su gobernanza.

¿Cómo priorizarías las iniciativas para resolver los problemas hídricos, se debe primero resolver la gobernanza y la gestión del recurso, antes de la implementación de grandes obras?

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Creo que todo se ha ido desarrollando en conjunto. Como dije antes, también creo que estamos muy avanzados en ambos aspectos. Planes de cuencas hay hace décadas, para muchas cuencas, y también gobernanza. Hubo muchas instancias de gobernanza voluntarias, que se iban creando en la medida de la necesidad. Mesas de agua regionales, comunales, de cuenca, locales, todas voluntarias, que operaron muy bien en épocas de crisis (por ejemplo, sequía). Actualmente ya estamos muy cerca de tener una gobernanza formal, por lo menos en 16 cuencas piloto que se están trabajando en la DGA.

Por otro lado, como comenté, los Planes para las cuencas los viene desarrollando la DGA hace décadas. Hay Planes Directores, Maestros, Estratégicos, etc, que contienen una base muy poderosa de información, muchas veces también

modelos integrales de simulación, y una gran cantidad de propuestas para abordar los problemas del agua en las cuencas.

Y ahora, con el Plan Hídrico o PIIH del MOP 2020, hay un tremendo respaldo y aporte, en que cada cuenca puede mirar qué tipo de obra se propuso ahí, generadoras y habilitantes, porque eso se trabajó realmente con todas las instituciones regionales.

Avanzar con la gobernanza puede ser más rápido que avanzar con obras, pero en cuanto haya una gobernanza, ella ya va a tener muchos antecedentes sobre cómo debe verse el plan para la cuenca. En el estudio del PIIH se evaluaron muchas obras. Están evaluados los 26 embalses. Hay varios que no son rentables. Y de las 1900 iniciativas, de las cuales 200 aproximadamente son iniciativas generadoras, estas son obras que están evaluadas. Por lo tanto, hay mucho material de gran aporte para la planificación que desarrollará la gobernanza. Ella deberá avanzar rápidamente en alinear los recursos para el Plan.

Sr. Eduardo Muñoz.

—¿Cómo analizamos las estadísticas como, por ejemplo, la precipitación en un contexto de clima cambiante para generar información que sirva para la toma de decisiones? y en ese mismo contexto ¿cómo puedo manejar la incertidumbre en esos casos?, ¿cómo proyectar a 100 años, por ejemplo, para tomar acciones futuras, ¿cómo las podemos manejar?

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Proyectarse a 100 años es una pretensión muy fuerte. Lo mejor es ver qué problemas tenemos hoy día, por ejemplo, la sequía, y tratar de tomar las medidas para resolverlos.

En todo caso, para proyectar el efecto del cambio climático, se aplican diferentes tipos de modelos. Se pueden simular cambios severos, moderados, muy severos, etc. Uno puede proyectarse con la ayuda de esos modelos, proyectar qué tipo de régimen de precipitaciones vamos a tener y, por lo tanto, qué tipo de régimen de caudales va a haber, ya que en el fondo son los caudales los que nos interesan en la cuenca, cuando la modelamos. Siempre habrá incertidumbre hacia el futuro. No somos capaces de predecirlo. Lo que esperamos

es que se acabe luego la sequía, con lo cual seguramente también bajará la intensidad de las menciones al cambio climático, porque hoy ambas cosas se confunden.

Para tomar decisiones adecuadas, todo al final nos lleva a que debemos ser capaces de modelar los sistemas. Un modelo, más que ser una herramienta matemática, que lo es y muy buena (aunque tampoco es para confiar 100% en lo que dice el modelo, ni en las cifras), nos da estimaciones que permiten conceptualmente hacernos una idea de cómo funciona la cuenca. Por ejemplo, si estamos en un sector donde tenemos grandes pérdidas en los canales, grandes pérdidas en el sector de riego, un gran acuífero abajo, y empezamos a ser súper eficientes, revestimos todos los canales y tenemos una tecnificación del 80% de los sectores de riego, resulta que el acuífero una vez que baja en sequía, no se recupera más, porque se alimenta de las ineficiencias. Todas esas cosas las podemos ir evaluando con un modelo. Evaluamos hasta dónde avanzamos con ciertas prácticas y al mismo tiempo medir, para contrastar que el modelo esté funcionando bien, pero tener un concepto de cómo funcionan las aguas. El agua es difícil de entender, porque en gran parte de sus trayectos no se la ve, por lo que su comportamiento es desconocido. Los modelos ayudan a generar este concepto.

Así, se entenderá que no todas las pérdidas son pérdidas, sino que son ganancias por otro lado; que los derechos de aguas abajo están constituidos sobre las ineficiencias de los derechos de aguas arriba y viven de eso. Si nos queremos poner más eficientes lo vamos a hacer a costa de alguien, y bueno, un montón de cosas de este tipo que los modelos nos van mostrando y nos van enseñando. Por eso hay que usarlos, por eso dije que hay que aplicarlos. Hay muchísimos modelos en estudios, por lo menos para 44 cuencas de Chile, que están durmiendo. Alguien alguna vez los desarrolló y nunca más se usaron, porque no hay quién los use. Una parte importante de la gobernanza va a tener que dedicarse a trabajar con los modelos existentes, ni siquiera tenemos que desarrollar nuevos modelos, los modelos existentes hay que usarlos, aplicarlos, aprovecharlos y “sacarles el jugo”, hay muchísimo conocimiento ahí, hay que operativizarlos para aprovechar todo ese conocimiento.

Los modelos sirven para evaluar todos los escenarios futuros, con todas las incertidumbres que queramos incorporar. Usando modelos de cambio climático, y modelos de gestión hídrica, podemos proyectarnos en diferentes

escenarios, simular el efecto de diferentes decisiones, y evaluar el impacto físico y económico de nuestras decisiones, aunque no se pueda confiar totalmente en la exactitud de los resultados numéricos. La generación de diversos escenarios es la manera que yo veo, de proyectarse y manejar la incertidumbre.

Sr. Eduardo Muñoz.

—*En esta línea también uno podría pensar que muchos de estos estudios que se van desarrollando, quedan disponibles para la revisión de los consultores e instituciones, pero a fin de cuentas quedan durmiendo y no dan pie a nuevos cuestionamientos o nuevos estudios, nuevos análisis, porque tampoco se obliga a utilizarlos como tales. Uno podría entrar a cuestionar algo que quizás muchas veces hemos conversado de manera informal con distintos colegas en materia de la normativa o los lineamientos que quedan disponibles para el desarrollo de estudios hidrológicos. Por ejemplo, cuando uno tiene estos manuales que entregan ciertos lineamientos y muchas veces el consultor no puede moverse mucho más allá, a pesar de tener insumos de los mismos estudios públicos que están ahí a disposición y no se pueden usar porque hay un lineamiento o quizá que han tenido mala forma como un manual que hay que seguir al pie de la letra y no permite flexibilidad.*

Pregunta.

—*¿Cuál debe ser el rol de las Sociedades Académicas en la gestión y en las medidas o ideas que se puedan proponer para avanzar hacia la resiliencia hídrica?*

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Entiendo que te refieres a las Sociedades Profesionales. Creo que sí deberían tener un rol, y he echado un poco de menos el contacto de estas sociedades con el gobierno, con las políticas públicas, con aquéllos que crean las políticas públicas, que en el fondo son los poderes legislativo y ejecutivo fundamentalmente. También me ha llamado la atención, la poca permeabilidad de esos poderes hacia los grandes conocimientos que surgen en todas estas sociedades profesionales, no solo las de ingeniería, o de ingeniería hidráulica. Todas las sociedades profesionales tienen enormes

conocimientos, enormes insights de cómo funciona, cómo opera la sociedad en torno a su temática, y tienen muchas propuestas. Por lo tanto, debieran ser escuchadas por los legisladores y por el gobierno, para dictar las buenas leyes que necesitamos, y para que se establezcan las adecuadas políticas públicas, de modo que se puedan realizar los mejoramientos de la calidad de vida de las personas comunes, y la población pueda ser sana, libre, crecer y ser feliz. Eso está en el fondo de todo.

Entonces ese contacto me parece súper importante establecerlo o restablecerlo o tratar de generarlo, porque sin eso estamos solamente hablando para nosotros. La Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica como todas las otras, debiera tener acceso a la autoridad, y cumplir el rol de transmitirle los conocimientos técnicos existentes, para que ésta pueda tomar buenas decisiones. Una buena técnica es algo político.

Sr. Víctor Raymondi.

—La desalación que es más barata instalarla, pero muy caro operar, ¿sería solución en cuanto a cantidad de producción y valor del agua sin subsidios? ¿qué

hacer con el pasivo ambiental que significa la cantidad de salmuera super concentrada que debe ser devuelta al océano?, la salmuera debe ser disuelta antes de enviarla al océano porque cualquier lugar donde se evacúa esta, sin importar profundidad ni distancia de la costa, cambiará el pH y salinidad del agua causando mortandad de la fauna y flora, por lo tanto debería exigirse un estudio de mareas y movimientos de agua para asegurar la dilución de la salmuera de una manera amigable con el ambiente, un costo si no sé si se está estudiando en los proyectos de plantas hoy en día revisándose.

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—La desalación es una solución específica, que debe implementarse ahí donde se justifica hídrica, económica y ambientalmente. El análisis es totalmente caso-dependiente, y el valor del agua desalinizada, y la forma de subsidiarla, también. Hay actividades privadas, como la minería, que nunca pedirán un subsidio, y otras, como el agua potable, que podría pagar el costo, usando la ley de subsidio focalizado

al agua potable, pero que el Estado prefiere subsidiar en forma universal. La solución será caso a caso.

En relación con la salmuera, el SEA exige estudios de mareas y movimientos del agua, y un diseño especial de los difusores que devuelven la salmuera al mar, de modo de minimizar el efecto de esta devolución. A modo de ejemplo, en la Planta Desalinizadora Atacama, a los 6 m de distancia de los difusores, ya no se distingue una calidad diferente al agua del entorno. Lo que se ha observado, lejos de ser una mortandad, es una reubicación, en que la fauna que gusta de la salinidad, puebla el espacio cercano al difusor, mientras que la fauna que prefiere el ambiente original, se aleja de los difusores. De todas formas, el agua de mar frente a la costa chilena se está desalinizando, debido al derretimiento de los glaciares del sur, en una cantidad significativa que sí podría impactar a la flora y fauna, y de eso nadie habla. Finalmente, es notable el énfasis que merece el tema de la salmuera en Chile, cuando hay 20.000 plantas en el mundo, para las cuales hay muchos estudios, que no han creado precedentes alarmantes al respecto, incluso en mares mucho más salados que el nuestro.

Sr. Víctor Raymondi.

—Planificación de métodos alternativos de llenado de embalses y transporte de agua dulce intercuenas. En Chile sobra el agua dulce, el problema es que está donde no se la necesita, por lo que se debe planificar la forma de captarla y transportarla a las regiones que tienen carencia de estas, básicamente captar en las desembocaduras de los ríos desde la séptima región al sur y llevarlos a la sexta región al norte de Chile, esto implicaría un gran costo de instalación pero un valor accesible de operación, se lograría vender el agua sin subsidiar su elaboración, recuperando la inversión con la venta de terrenos fiscales con derechos de agua nuevos y el aumento de la captación de impuestos dada la mayor actividad agrícola en tierras hoy en día estériles desde el punto de vista económico.

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Primero: Es notable cómo se genera una gran preocupación por las salmueras que se devuelven al mar, que son aproximadamente 0,5 m³/segundo de agua de mar concentrada para una planta de 1 m³/segundo, pero no hay ninguna

preocupación por sacar 10, 20 o 30 m³/segundo del agua dulce que va al mar, en las desembocaduras, para llevarlas a otro sitio. Aquí hay una gran incoherencia. De hecho, extraer varios m³ de agua dulce desde una desembocadura, ya no es aceptable desde el punto de vista ambiental, para ninguna cuenca, mientras que el vertido de salmuera no tiene detractores a nivel mundial.

Segundo: Los megaproyectos de trasvase de aguas fueron analizados en el estudio del Plan de Inversión en Iniciativas Hídricas MOP 2020, y se llegó a la conclusión de que los costos que exhiben están afectos a una gran incertidumbre. En especial, como se señala en la presentación, se analizó la iniciativa Aquatacama, que es la que toma el agua desde las desembocaduras, la que debiera aplicar un factor de incertidumbre de 48 a la inversión estimada, para llegar a un valor de inversión realista. No se ve solución por la vía de los megatrasvases, aunque sí por la vía de trasvases locales.

Sr. Víctor Raymondi.

—*¿La revisión de las estadísticas de precipitaciones pasadas ¿puede extrapolarse al futuro inmediato, digamos los próximos 100 años, con un nivel de seguridad de los datos como para tomar decisiones basadas sólo en esa información?*

Sra. Damaris Orphanópoulos.

—Cien años no es un futuro inmediato. Es un futuro de larguísimo plazo, para el cual no es posible prever nada de manera segura. Solamente se pueden hacer suposiciones en base a modelos de cambio climático, que difieren mucho de acuerdo con la severidad del cambio que se espera. De modo que la manera de proyectarse a futuro debiera ser vía escenarios, en los cuales uno se pudiera situar para evaluar la pertinencia de determinadas decisiones. De todas maneras, a mí me parece que nos urge mucho más resolver los problemas actuales, como la megasequía, muy resentida por la población, que los problemas a 100 años.

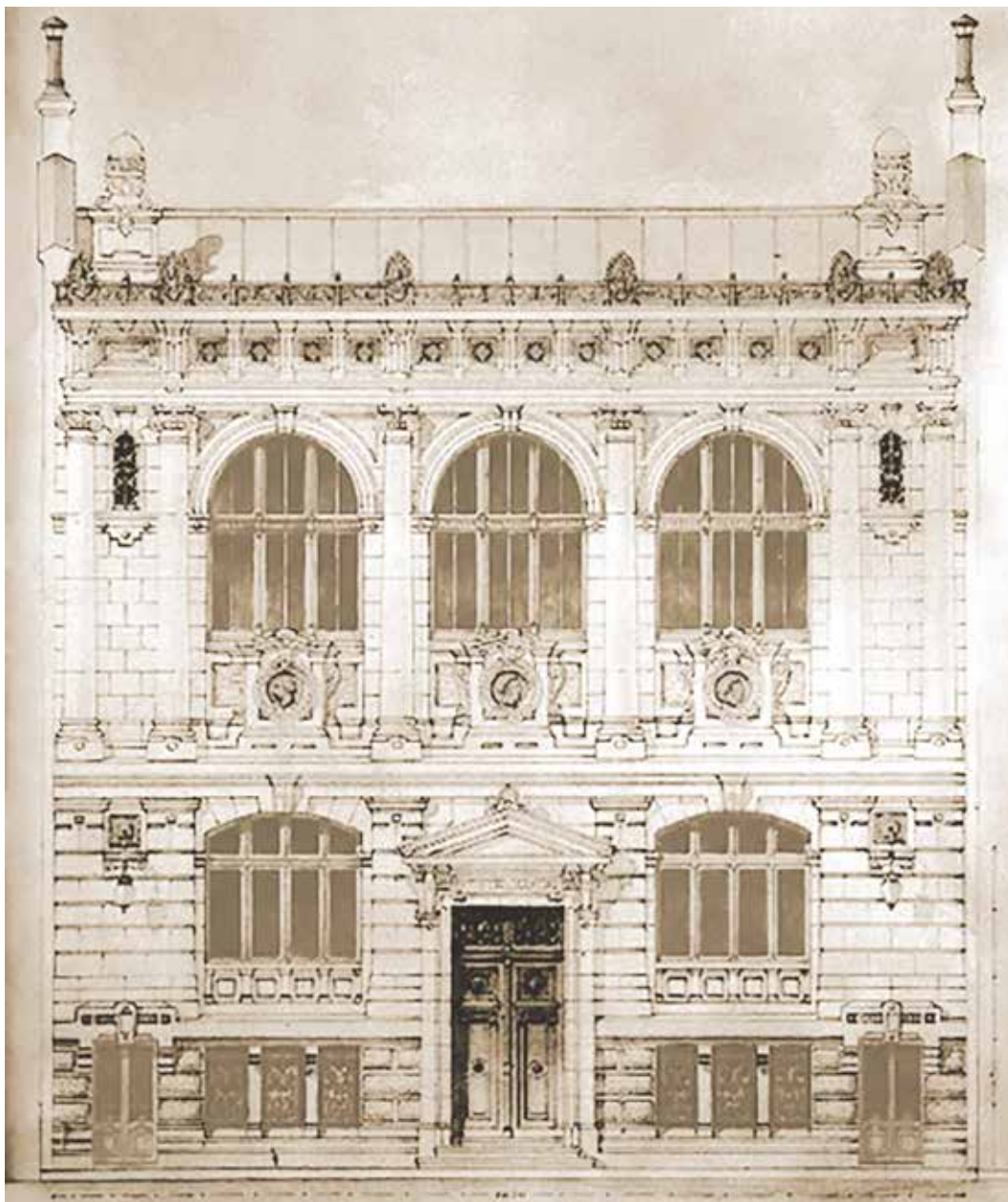
Mi reflexión, al final, es que no nos confiemos de los que nos ofrecen “seguridad hídrica”, es una promesa incumplible. Hay que trabajar duro para lograr los equilibrios aceptables, tenemos que prepararnos en todos los sentidos de la palabra, para mitigar los riesgos y llegar a un equilibrio.

El agua es un tema complejo. Cada profesional, si se dedica al estudio, a la medición, a estudiar el medio ambiente, a los modelos, en cualquiera de los ámbitos aporta. Y toda seguridad que podamos lograr en el tema hídrico como sociedad, se basa en el conocimiento y el esfuerzo que estemos dispuestos a hacer, por ejemplo, para generar buenos modelos, generar información base de calidad para alimentarlos, armar bien este esquema Plan-Gobernanza. Todo se basa en que tengamos preparación, y también, en que seamos capaces de socializar nuestra preparación con la ciudadanía. Todo es esfuerzo: enseñar, socializar para lograr aumentar la comprensión acerca del recurso hídrico, entender las diferentes posturas, llegar a acuerdos, levantar un Plan. No hablaría de seguridad hídrica, porque genera la sensación de que alguien la va a proveer, lo que no ocurrirá.

Finalmente, hay que destacar los conceptos de la ley sanitaria, porque en el agua potable urbana es donde mayor seguridad tenemos. Esa ley se formuló separando al prestador del regulador, lo que es una genialidad. Este concepto se materializó completamente, y para eso hasta el día de hoy hay gente muy esforzada en seguir logrando los requerimientos de esa ley, cada día, en cada una de las empresas, y una SISS empeñada en efectuar la adecuada fiscalización. Los usuarios, conscientes, también participan de este sistema. Como se puede apreciar, se requiere una buena ley, mucho esfuerzo para cumplirla, y gran voluntad política, para mantener un sistema que funcione bien y nos dé “seguridad”, aunque, respecto del agua, siempre existirá la “fuerza mayor”.

Fin de la conferencia.

ENTREVISTA A INGENIEROS DESTACADOS



Como una necesidad de preservar la historia de ingenieros destacados y de la Ingeniería, la Comisión de Ingenieros en la Historia Presente, dio inicio a una serie de entrevistas, con el objeto señalado.

En esta ocasión se presentan dos extractos de las entrevistas realizadas a la Ingeniera VIVIANA MERUANE NARANJO y al Ingeniero HERNÁN DE SOLMINIHAC TAMPIER. Estas entrevistas, como las que se hagan en el futuro, serán objeto de una publicación especial.

VIVIANA MERUANE NARANJO

Académica e Investigadora de Excelencia

Viviana Meruane entró a Ingeniería en Beauchef porque le gustaba la matemática, y aún más la física. Ese fue el principal motivo por el que quiso estudiar Ingeniería Mecánica, ya que encontraba fascinante que se ocupara la física para modelar y diseñar sistemas reales. Tenía dos hermanas y un hermano estudiando ingeniería, así que ellos fueron sus principales consejeros e inspiradores. Además, tanto su padre como su madre eran académicos, por lo que siempre le llamó la atención dedicarse a la academia. Los ramos que más le gustaron fueron Vibraciones Mecánicas y Resistencia de Materiales, muy relacionados con su área de especialización. Recuerda con gratitud a su profesor guía Rodrigo Pascual, quien la introdujo al mundo de la investigación y la guió para viajar a Bélgica y obtener un doctorado en la Universidad Católica de Lovaina.

En lo profesional, sus primeros pasos fueron en la consultora JRI Ingeniería donde alcanzó a trabajar poco más de seis meses. Nos dice que fue una experiencia en la que aprendió mucho y que recuerda con mucho cariño. Luego, fue la primera académica jornada completa del Departamento de Ingeniería Mecánica de la Universidad de Chile, liderando la creación del Laboratorio de Vibraciones Mecánicas. A comienzos de su carrera académica la invitaron a participar en el proyecto Ingeniería 2030, un proyecto financiado por Corfo que busca introducir capacidades de Innovación y emprendimiento en la formación de los ingenieros. Como parte de este proyecto, hicieron un estudio tipo Benchmark en distintas Universidades líderes a nivel internacional, por lo que tuvieron que visitarlas y entrevistar a los actores relevantes.

En su trabajo como académica ha supervisado a más de 72 estudiantes de pregrado y posgrado, ha participado en 17 proyectos de investigación financiados por ANID (Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo) y CORFO, y ha publicado 54 artículos indexados ISI (Institute for Scientific Information), y un capítulo de libro. Ha participado y presentado trabajos de investigación en más de 46 congresos nacionales e internacionales. Fue directora del Departamento de Ingeniería Mecánica de la Universidad de Chile, convirtiéndose en la primera mujer en desempeñar ese cargo en la historia del departamento. Actualmente es la directora Académica, de Investigación e Innovación de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.



Su área principal de especialización es el desarrollo de metodologías de identificación de daños en estructuras y de fallas en equipos, a partir del monitoreo de vibraciones. Para ello ha implementado diversas técnicas de extracción de características, modelación inversa e inteligencia artificial. Las principales aplicaciones de esta línea de investigación son el diagnóstico de daño en estructuras civiles como puentes y edificios, el diagnóstico de daño en estructuras mecánicas como el fuselaje de un avión, y el diagnóstico de fallas en equipos mecánicos como turbinas y bombas. Nos cuenta que su principal aporte ha sido el desarrollo de modelos basados en analítica avanzada e inteligencia artificial para la identificación de daños en estructuras y de fallas en equipos mecánicos. Estos modelos están siendo aplicados en minería para el monitoreo de bombas de impulsión de agua, entregando información del estado de funcionamiento de las bombas y generando alertas en tiempo real. Actualmente, lidera un proyecto Corfo denominado Innovación en Manufactura Avanzada, que busca hacer de Chile un país más competitivo y productivo. Como resultado de este proyecto se desarrolló y licenció una plataforma de Inteligencia Artificial para la detección de fallas en equipos industriales. Dicha plataforma está siendo utilizada por la empresa Calmly para ofrecer el servicio mantenimiento predictivo con esta herramienta.

En 2015, Viviana fue nombrada una de las 100 mujeres líderes en Chile por el diario El Mercurio y la agrupación Mujeres Empresarias. En 2020 recibió el “Premio Justicia Acuña Mena” del Instituto de Ingenieros de Chile, destinado a la ingeniera que se ha destacado en el ejercicio de su profesión, y el “Premio Ramón Salas Edwards” del mismo instituto, por su participación en el Proyecto Suchai “Nano satélites para la investigación aeroespacial”. La ingeniera Meruane se encuentra dentro del top 2% de los investigadores a nivel internacional en el área de acústica en los años 2019, 2020 y 2021, de acuerdo a una publicación realizada por investigadores de la Universidad de Stanford.

En su vida personal, Viviana relata que su mayor desafío fue compatibilizar su carrera profesional con la crianza de su hija. Si bien señala que fue un proceso bastante desgastante, asegura que sin lugar a duda ha valido la pena el sacrificio.

Considera que el desarrollo de habilidades interpersonales como comunicación, liderazgo y trabajo en equipo son muy relevantes para el ejercicio de la profesión. Le pedimos que se definiera, en una palabra, y luego de pensarlo nos dijo: “Perseverante”. Le gustan los desafíos, cuando se encuentra con algo difícil de resolver busca distintos caminos hasta encontrar una solución.

Señala que ha tenido experiencias memorables en sus viajes o cuando le tocó vivir en el extranjero. El tener la oportunidad de compartir con personas de diferentes culturas ha sido muy enriquecedor, le ayudó a crecer como persona, eliminar prejuicios y respetar opiniones divergentes.

Le gustan las manualidades, pintar y hacer arreglos. Ella hace los arreglos en su casa, siempre le ha gustado entender cómo funcionan las cosas, armarlas y desarmarlas. Piensa que a veces nos obsesionamos con el trabajo y con mejorar nuestro estatus social. Sin embargo, ha aprendido que eso no da felicidad. La mayor felicidad está en nuestras relaciones personales y en las experiencias que se comparten, eso debe ser nuestra prioridad.

Considera muy importante el respeto entre las personas, ser tolerantes y empáticos. Cree que debemos ser capaces de escuchar y aceptar posiciones distintas a la nuestra, priorizando siempre el diálogo constructivo. Es algo que trata de transmitir en su trabajo, particularmente a sus estudiantes. Cree que el mejor legado que ha dejado han sido sus estudiantes, a los que ha intentado transmitir pasión por la ingeniería y a poner siempre el aprendizaje y la excelencia por sobre otras cosas. También confiesa que su hija es su otro gran legado, y que espera verla un día como una profesional íntegra y con valores.

En relación a la ingeniería, nos dice que ha habido una evolución a lo largo del tiempo y cada revolución industrial ha presentado nuevos desafíos y oportunidades para los ingenieros. Nos plantea que aún no termina la tercera revolución enfocada en la automatización, computación y electrónica y que ya estamos entrando en la cuarta revolución, donde los sistemas ciber físicos, el internet de las cosas y la inteligencia artificial están tomando protagonismo. Está convencida que la ingeniería seguirá evolucionando para hacer frente a los desafíos de la sociedad. Por un lado, la sostenibilidad seguirá siendo una prioridad clave, con un enfoque en el desarrollo de soluciones que sean ambientalmente sostenibles y económicamente viables. Las ciudades inteligentes, con infraestructuras y tecnologías conectadas y automatizadas, serán una tendencia importante en la ingeniería en el futuro. Las tecnologías emergentes, como la inteligencia artificial, la robótica, la realidad virtual y aumentada, continuarán transformando la ingeniería. Por último, nos dice, el desarrollo de tecnologías asociadas a energías renovables, como la energía solar, eólica, hidráulica y geotérmica, seguirá teniendo un papel importante.

Su consejo para las nuevas generaciones de ingenieras e ingenieros es que se mantengan actualizados, desarrollen habilidades interpersonales, sean apasionados, no tengan miedo de cometer errores y busquen la excelencia en todo lo que hagan.



HERNÁN DE SOLMINIHAC TAMPIER

Ejemplo de resiliencia, como académico y de servicio al país

Desde el colegio, Hernán se interesó por la ingeniería civil y cómo esta carrera podía impactar la vida de las personas, pues le gustaban los ramos de matemáticas y de ciencias. Además, algunos familiares estaban relacionados con la ingeniería, lo que le inspiró aún más en la elección de la carrera a seguir. Cuando llegó el momento de decidir dónde estudiar, eligió la Pontificia Universidad Católica de Chile porque consideraba que era una de las mejores universidades de la región, especialmente en el campo de la ingeniería civil, donde la comunidad académica tiene un alto compromiso con la formación integral de sus estudiantes. Por otra parte, le parecían importantes los valores cristianos que promueve esta universidad, como la solidaridad, la justicia social y el compromiso con el bien común. Ya como estudiante, fue orientando su carrera, enfocado en los proyectos de edificación y de infraestructura, considerando su impacto en la calidad de vida de las personas y en el desarrollo del país. Mientras siguió la carrera, además de realizar las prácticas obligatorias, trabajó part-time en el departamento de estudios de una empresa constructora y además hacía trabajos de verano en tareas productivas y de interés social que sus padres lo motivaban a realizar. Una vez titulado como ingeniero civil en construcción, completó su formación en la Universidad de Texas, en Austin EEUU, donde realizó un máster y posteriormente un doctorado en ciencias de la ingeniería. Es un agradecido del apoyo que siempre tuvo de sus profesores, tanto en la Universidad Católica como en sus estudios de post grado.

Nos cuenta que su padre fue un ejemplo para él, ya que a pesar de que tuvo que abandonar sus estudios de ingeniería en la Universidad Técnica Federico Santa María, porque le pidieron que fuera a trabajar a Puerto Montt en negocios familiares. Luego se independizó y desarrolló emprendimientos en distintos rubros. Eso marcó a Hernán, ya que lo vio como un ejemplo de esfuerzo y de lograr salir adelante a pesar de las dificultades, a través de la dedicación y perseverancia.

En lo profesional, fue decano de la Facultad de Ingeniería de Universidad Católica y ha sido profesor por más de 40 años de su escuela, tiempo en el cual ha apoyado la formación de profesionales de pre y posgrado. Destaca que como decano le tocó liderar el cambio curricular en el foco de la carrera



y la duración de ésta. Otro aspecto fundamental ha sido la contribución a la investigación y a la enseñanza orientada al desarrollo de la infraestructura nacional. Ha sido profesor de diversos cursos del área de construcción, infraestructura pública y de políticas públicas en esa área. También ha tenido la oportunidad de dictar cursos y seminarios a profesionales en diferentes países. Asimismo, ha publicado un centenar de artículos y es autor y coautor de algunos libros, como “Gestión de Infraestructura Vial”, y “Procesos y Técnicas de Construcción”, ambos de Ediciones UC.

Nos dice que ha sido clave en su desarrollo profesional el aporte de las disciplinas de gestión y relaciones humanas. Además, le interesa mucho la agronomía y el tema forestal, áreas en que ha trabajado con otros profesionales, como por ejemplo el manejo del bosque nativo, cuyos resultados positivos han sido destacado por Conaf.

Fue Ministro de Obras Públicas (2010-2011) y de Minería (2011-2014). En la primera cartera, su mayor desafío fue liderar el proceso de reconstrucción post terremoto y tsunami del año 2010. También lideró el desarrollo del Parque La Familia en Quinta Normal. En Minería, en tanto, destacó su aporte a la industria minera para mejorar sus índices de seguridad laboral, tras el recordado accidente de los 33

mineros. En esta última secretaría de Estado presidió la Comisión Chilena del Cobre y el directorio de la Empresa Nacional de Minería. Actualmente es presidente del Colegio de Ingenieros de Chile, además director de empresas, consultor y quien lidera el proyecto de modernización del Estadio San Carlos de Apoquindo.

En lo personal la vida le ha dado dos golpes que cambiaron su vida. Su hija mayor tuvo un trombo al pulmón, que la dejó un daño cerebral severo. Poco después, falleció su señora, quien no pudo resistir la pena que le produjo la situación de su hija, en palabras de Hernán. Hace poco tiempo publicó un libro que se titula “La vida Golpea (a veces demasiado) fuerte”, también con Ediciones UC, donde comparte estas duras vivencias, cómo las ha enfrentado en lo personal y la importancia que ha tenido para él contar con la ayuda de otras personas.

Los valores más importantes para él son la lealtad, la ética, la confianza, el trabajo, y la responsabilidad. Su calidad de profesor universitario le ha permitido transmitir a las nuevas generaciones los valores que le son importantes, tanto para el desarrollo personal como profesional. Es un hombre que analiza y ve el mejor camino para enfrentar cada dificultad que se le ha presentado. El dicho “lo perfecto es enemigo de lo bueno” le ha ayudado mucho en su trabajo y en su vida personal. Confiesa que vive todos los días con los recuerdos, el cariño, la amistad y el amor por su familia. Para su vida, hacia adelante, se propone disfrutar cada momento y sacarle lo máximo a cada experiencia. Cuando le pedimos que se definiera, en una palabra, nos dijo: “resiliente”.

Para él es clave el trabajo en equipo y las relaciones humanas dentro de las organizaciones. Siempre son temas que desarrolla con dedicación para producir cambios que permitan una mejora en el ambiente laboral y con ello lograr equipos

complementarios, motivados y de mejor productividad. Espera que lo recuerden por el trabajo realizado tanto en la academia como en el Estado. En lo personal, en tanto, espera ser recordado por la resiliencia que ha desarrollado tras la enfermedad de su hija y la muerte de su señora.

En relación a la ingeniería en la actualidad, considera que ha variado significativamente en cuanto a conocimiento, tecnología (cuando iniciaba sus estudios recién comenzaban aparecer las calculadoras) y ámbitos de preocupación, incluyendo el medio ambiente, las comunidades y el cambio climático. Cree que el futuro de la ingeniería seguirá avanzando hacia la tecnología y la innovación, y que las tendencias actuales incluyen la automatización, la inteligencia artificial, el aprendizaje automático, la robótica, la biotecnología, la energía renovable y la ciberseguridad. Asimismo, espera que la ingeniería se enfoque aún más en la creación de soluciones sostenibles y respetuosas con el medio ambiente, así como en la creación de tecnologías y sistemas que mejoren la calidad de vida de las personas. Sostiene que se volverá cada vez más interdisciplinaria, involucrando la colaboración entre ingenieros, científicos y profesionales de otras carreras y especialidades. La educación en ingeniería también está evolucionando para reflejar estas tendencias y proporcionar a los y las estudiantes las habilidades necesarias para enfrentar los desafíos del futuro.

A las nuevas generaciones les diría que aprovechen de aprender de todas las experiencias que les toque enfrentar. Ojalá puedan trabajar tanto por el sector público como privado, ya que en ambos mundos tienen la posibilidad de aprender y ayudar al país. Además, destaca que siempre piensen en el impacto de sus decisiones, actúen éticamente, formen equipos heterogéneos, aprendan a delegar y a disfrutar lo que hacen.



ISSN 0716 - 2340



**ANALES
DEL INSTITUTO
DE INGENIEROS DE CHILE**

Vol. 135, N° 2 - AGOSTO 2023

“Uno de los pensamientos que más ha preocupado al Instituto de Ingenieros, desde su fundación, ha sido la creación de un organo que lo ponga en relación con la sociedad, a cuyos intereses trata de servir, i cada día que pasa nos hace ver más i más la necesidad que la corporación tiene de consignar en un periódico las ideas que surjan i que se elaboran en su seno, referentes a los multiplicados i variadísimos ramos de la ingeniería.

En esta virtud, no porque nuestro periódico sea especialmente el órgano del Instituto, dejará de serlo también del país en general, i léjos de esto, creemos obrar en consonancia con nuestro propósito, ofreciendo sus columnas a las personas ilustradas i de buena voluntad que nos honren con el precioso contingente de ideas útiles”.

(Anales del Instituto de Ingenieros. Tomo 1, Año 1, 1888).

Anales del Instituto de Ingenieros Vol. 135, N° 2, agosto de 2023

Contenido

APLICACIÓN EN ALGUNOS RÍOS EN CHILE DE UNA METODOLOGÍA PARA CALIFICAR LA VULNERABILIDAD DE PUENTES EN RELACIÓN CON FACTORES HIDRÁULICOS.

Pág. 35

Juan Soto C., Alejandra Muñoz M., Matías Chávez A., Rodrigo Castro C., Felipe Núñez D., Alejandro López A.

MODELOS TERMO-QUÍMICO-MECÁNICO DE COMPORTAMIENTO PARA GEOPOLÍMEROS.

Pág. 45

Hengels Castillo, Sebastián Sanchez, Mario Vesely, Sergio Palma.

Editor

Raúl Uribe Sawada, Instituto de Ingenieros de Chile.

Comité Editorial

Jorge Carvallo W., Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA)

Alexander Chechilnitzky Z., Asociación Interamericana de Ingeniería (AIDIS)

Hernán Alcayaga S., Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica (SOCHID)

Roberto Gesche S., Sociedad Chilena de Geotecnia (SOCHIGE)

Marisol Castro A., Sociedad Chilena de Ingeniería de Transporte (SOCHITRAN)

Raúl Benavente G., Sociedad Chilena de Educación en Ingeniería (SOCHEDI)

Los Anales del Instituto estarán dedicados a la presentación de trabajos técnicos en el área de la Ingeniería y ramas afines, para lo cual acepta colaboraciones tanto del país como del extranjero.

Se publicarán aquellos artículos que, a juicio del Comité Editorial, contribuyan al desarrollo o difusión del conocimiento, de técnicas y métodos o de aplicaciones de importancia en la Ingeniería. Artículos de índole expositiva que unifiquen resultados dispersos o que den una visión integrada de un problema o de una puesta al día de una técnica o área, serán bienvenidos. Del mismo modo, ensayos sobre temas de interés para la profesión como perspectivas educacionales, históricas o similares.

APLICACIÓN EN ALGUNOS RÍOS EN CHILE DE UNA METODOLOGÍA PARA CALIFICAR LA VULNERABILIDAD DE PUENTES EN RELACIÓN CON FACTORES HIDRÁULICOS

Juan Soto C.¹, Alejandra Muñoz M.², Matías Chávez A.², Rodrigo Castro C.², Felipe Núñez D.³ y Alejandro López A.⁴

RESUMEN

Este trabajo da cuenta de la experiencia obtenida al aplicar una metodología de calificación de la vulnerabilidad de puentes en relación a los llamados factores hidráulicos (Fariás, 2008) en 10 puentes de Chile central. Tal metodología califica la vulnerabilidad de una obra por el incumplimiento de condiciones que se consideran ideales para evitar el efecto de fenómenos hidráulicos perjudiciales para la estructura (socavación, impacto de cuerpos flotantes, etc.). En este sentido se muestra que los aspectos más relevantes para determinar la calificación de vulnerabilidad son el diseño de los elementos de la infraestructura (cepas y estribos), la inexistencia de obras de control de la erosión y acciones antrópicas. Se presenta la calificación estimada para los 10 puentes analizados, se exponen las dificultades que se presentaron para la aplicación de la metodología y se sugieren recomendaciones para la aplicación del método en un plan de seguimiento continuo de puentes.

¹Estudiante Ingeniería Civil Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.

²Ingeniero Civil Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.

³Ingeniero Civil Universidad Andrés Bello.

⁴Ingeniero Civil. Académico Escuela de Ingeniería Civil Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.

1. INTRODUCCIÓN

Según estudios realizados en diversos lugares del mundo referente a fallas y colapsos de puentes implantados en cauces fluviales, entre el 62% y 82% se producen a causa de eventos asociados a problemas hidráulicos (Melville & Coleman, 2000; May et al, 2002).

Nuestro país no ha estado ausente de haberse visto enfrentado a este problema, que ha ido tomando una importancia cada día mayor, por lo cual es importante prevenir el comportamiento de estas obras, sean las existentes como las que se proyecten a futuro, ante eventos hidrológicos extremos, como son crecidas u otros problemas hidráulico-sedimentológicos, y los efectos de acciones antrópicas en los cauces, por ejemplo, explotación de áridos, alteración de riberas, etc.

En los últimos años se han propuesto metodologías para determinar la vulnerabilidad de estas estructuras ante la

acción de los denominados factores hidráulicos (Farías, 2008), que están siendo aplicadas con éxito en países como Argentina y España (Farías, 2008), experiencia que es de conocimiento de los autores.

Con estos antecedentes y conociendo la relevancia del problema, la Escuela de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, inició un estudio tendiente a establecer la aplicabilidad de esta metodología en nuestros cauces, llevando a la fecha revisada la situación de 10 puentes en diferentes cuencas, comenzando por verificar las actuales condiciones de ellos, recopilando la información requerida para la aplicación del método, y proponer lo que se requiere para fijar un seguimiento sistemático del comportamiento hidráulico de puente.

Actualmente se ha continuado con este programa de estudio y se encuentra en revisión la situación de 4 puentes de la V región.

2. METODOLOGÍA APLICADA

Vulnerabilidad Hidráulica y Factores Hidráulicos

El concepto de vulnerabilidad se entiende como la susceptibilidad a sufrir daño parcial o total en una estructura en un periodo de tiempo (Espinoza, 2010), debido a procesos que implican un deterioro en elementos del puente, siendo estos, en el aspecto hidráulico, consecuencia de crecidas y al propio emplazamiento de la estructura. Entre los procesos más destacables se encuentran los procesos erosivos, la posibilidad de desborde y el impacto de cuerpos flotantes con el puente. Es así como se ha introducido el concepto de factores hidráulicos (Farías, 2008), los cuales se enmarcan en 4 categorías fundamentales: hidrológicos, geomorfológicos, geotécnicos e hidráulicos propiamente tal. Tales factores inciden en

los parámetros que finalmente se conjugan en el desarrollo de procesos riesgosos para la estructura.

Como existen distintos tipos de procesos, los factores se pueden diferenciar por el contexto espacial y temporal en que actúan. Así, en la escala espacial se distingue un campo cercano, donde suceden procesos de erosión local en crecidas y degradación (erosión de largo plazo), y un campo lejano, asociado a fenómenos hidrodinámicos y morfológicos relacionados con el proceso de erosión general. Mientras que la escala temporal se refiere a la variabilidad de los caudales líquidos, los que dependerán principalmente de las propiedades de la cuenca y los eventos hidrológicos extremos.

Resumen de la Metodología

La metodología propuesta por Farías (2008) estima la vulnerabilidad hidráulica de un puente según la combinación de los factores que favorecen procesos fundamentalmente erosivos, especialmente en zonas de fundación de elementos de la estructura como cepas y estribos (socavación local y general). Esto se realiza en base a la comparación de características del caso estudiado con las de un concepto denominado Puente

Hidráulicamente Ideal (PHI) consistente en una estructura y cauce cuyas condiciones óptimas de diseño, operación y mantenimiento hacen despreciable la vulnerabilidad hidráulica de la obra. Así, la metodología identifica el grado de vulnerabilidad hidráulica de un puente y las acciones correctivas necesarias según las causas que ocasionan su condición de riesgo.

Clasificación de la Vulnerabilidad Hidráulica de un Puente según la Metodología

Se asigna una nota por el incumplimiento de condiciones ideales mediante una escala de 1 a 10, correspondiendo notas menores a una vulnerabilidad hidráulica mayor, y nota 10 para un PHI.

Se consideran puentes con nota menor o igual a 5 como hidráulicamente vulnerables, sugiriendo de forma indispensable inspecciones especializadas. Además, para calificaciones de 1 a 4 se recomienda implementar medidas a corto plazo para mitigar los procesos erosivos más influyentes para el caso estudiado, mientras que puentes con nota 5 se recomiendan medidas a mediano plazo.

Farías (2008), basado en Melville & Coleman (2000), propone algunas acciones correctivas en función del tipo de erosión. Para erosión general propone implementar umbrales de fondo, cubiertas de lecho o la modificación de la geometría de la obra (aumentar la luz del puente). Si el principal problema es la erosión local se recomiendan cubiertas de protección, dispositivos que alteren el patrón de flujo o terraplenes de guía, mientras que para el caso de erosión lateral se nombra la construcción de espigones, retardos y revestimientos.

Antecedentes Requeridos para Aplicar el Modelo

Para la aplicación de la metodología resulta esencial la recopilación de ciertos antecedentes de origen instrumental y observacional. En la Tabla 1 se muestra el resumen de la información necesaria para su aplicación.

El modelado del flujo tiene como fin obtener las alturas de escurrimiento y anchos de planicie de inundación para distintos periodos de retorno. Además de datos topográficos e hidrológicos, se requiere la estimación de los coeficientes de rugosidad de Manning para las distintas zonas del cauce incluidas en el análisis,

también, el conocimiento de la granulometría del material que conforma el lecho es indispensable para determinar la estabilidad morfológica del cauce, en cuanto a los procesos de socavación que puedan presentarse.

Para estimar el riesgo de socavación se necesitan, además de la información granulométrica, datos de la geometría de los elementos del puente, de su emplazamiento y de la distribución lateral del flujo, poniendo atención en posibles corrientes turbulentas y el ángulo de incidencia en cepas y estribos.

Tabla 1. Antecedentes necesarios para aplicación de metodología.

Objetivo	Antecedentes Requeridos
Características del cauce	Sinuosidad del tramo
Cálculo de socavación	Granulometría
Efecto antrópico	Obras conflictivas Vegetación y residuos
Control de erosión	Obras de protección
Modelado	Perfiles transversales Rugosidad lecho y márgenes Datos Fluvio/Pluviométricos
Diseño puente	Geometría pilas y estribos Geometría puente Incidencia de filetes líquidos
Factor de Seguridad por socavación	Profundidad de fundación

Además, se debe tener información general del sector, especialmente del efecto de actividades humanas conflictivas (ejemplo: extracción de áridos o presencia

de basurales), existencia de obras de control de erosión u otras obras, y presencia de vegetación en el tramo en estudio del cauce.

3. ESTUDIOS REALIZADOS

Entre los años 2010 y 2018 se ha aplicado la metodología expuesta para analizar el estado de diversos puentes en 3 regiones del país, siempre en el contexto de trabajos para optar al título de Ingeniero Civil: Núñez (2010), Castro (2010) y Chávez y Muñoz (2018). Los puentes analizados corresponden a 2

puentes de la región Metropolitana, 2 de la región del Maule y 6 de la región de Valparaíso, totalizando 10 puentes, como se muestra en la Tabla 2, en donde se incluye también las características de los cauces en la sección donde se localizan los puentes estudiados, identificándose allí el nombre de dichas estructuras.

Tabla 2. Características de los cauces estudiados.

Autor	Cauce	Puente	Pendiente i %	Granulometría (mm)			
				D ₅₀	D ₈₄	D _m	σ
Núñez (2010)	Río Maipo	Naltahua	0,42	25,5	102,6	59,1	14,8
		Maipo	0,98	23,7	46,3	29,5	5,4
	Río Teno	Teno	0,67	7,3	42,5	21,8	11,6
	Río Maule	Maule	0,4	80	193,4	72	5,2
Castro (2010)	Estero Quilpué	Roosvelt	0,56	3,5	32	12,3	6,3
		Paso Hondo	0,62	1,7	45	16,8	13,4
	Río Maipo	Maipo	1,2	30,5	217,9	78,6	31,3
Chávez y Muñoz (2018)	Río Aconcagua	Colmo	0,23	22	40	27	2,9
		Concón	0,08	22	40	27	2,9
	Est. Mala Cara	Santa Julia	0,51	2,74	35,8	16,9	8,3
	Est. Lliu Lliu	Lo Chaparro	0,88	35,8	95,2	49,4	7,5

Antecedentes Recopilados

Los antecedentes necesarios para aplicar la metodología, señalados en la Tabla 1, se obtuvieron de informes técnicos y publicaciones de estudios

anteriores. El resumen de los antecedentes y la fuente de origen se muestran en las Tablas 3 y 4.

Tabla 3. Antecedentes recopilados.

Antecedentes Requeridos	Medio de obtención
Sinuosidad del tramo	Imágenes satelitales
Datos Fluvio/Pluviométricos	Base de datos online (DGA)
Obras conflictivas Vegetación y residuos Obras de protección Rugosidad lecho y márgenes Geometría pilas y estribos Geometría puente Incidencia de filetes líquidos	Visita a terreno
Topografía Granulometría	Estudios anteriores

Tabla 4. Antecedentes obtenidos de estudios anteriores.

Antecedentes Requeridos	Medio de obtención		
	Núñez (2010)	Castro (2010)	Chávez y Muñoz (2018)
Parámetros Granulométricos	López y Arenas (2004) y Estudio de Mecánica Fluvial en puente nuevo (Naltahua)	Arrau (1999)	Alvarado et al. (2002)
Perfiles transversales			Modelos de elevación Digital (DEM)
Profundidad de socavación	Calculado según Manual de Carreteras		

4. APLICACIÓN DEL MÉTODO

Resultados

En la Tabla 5 se propone una clasificación de vulnerabilidad dada la calificación obtenida según la metodología. Cabe destacar que para puentes con nota 5 sí se sugieren medidas correctivas, pero al ser estas a

mediano plazo se consideró vulnerabilidad media. Los resultados obtenidos en los estudios realizados se pueden resumir en la Tabla 6, y una estadística global del estado de los puentes se muestra en Figura 1.

Tabla 5. Escala de evaluación cualitativa de vulnerabilidad hidráulica.

Calificación	Vulnerabilidad Hidráulica
1	Riesgo Extremo
2 – 4	Alta
5 – 6	Media
7 – 9	Baja
10	Nula

Tabla 6. Resumen calificación puentes.

Autor	Región	Cauce	Puente	Calificación	Vulnerabilidad
Felipe Núñez (2010)	RM	Río Maipo	Naltahua	3	Alta
	VII	Río Teno	Maipo	5	Media
		Río Maule	Teno	2	Alta
Rodrigo Castro (2010)	V	Estero Quilpué	Roosvelt	5	Media
	RM	Río Maipo	Paso hondo	5	Media
				Maipo	6
Matías Chávez y Alejandra Muñoz (2018)	V	Río Aconcagua	Colmo	7	Baja
			Concón	5	Media
		Estero Mala Cara	Santa Julia	7	Baja
		Estero Lliu Lliu	Lo Chaparro	7	Baja

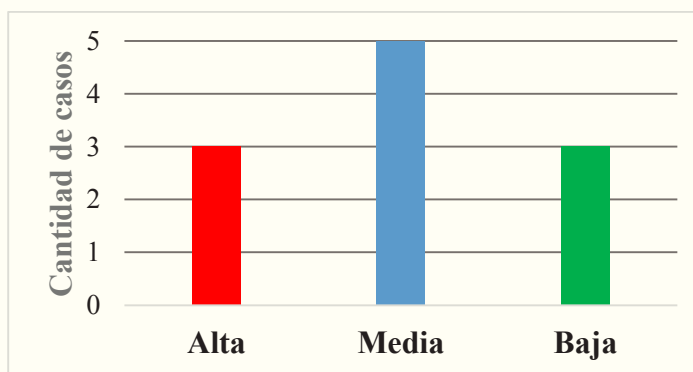


Figura 1. Agrupación de casos por vulnerabilidad hidráulica.

A continuación, en Tabla 7, se presentan las causas de la calificación en puentes de alta vulnerabilidad hidráulica.

Tabla 7. Causas de vulnerabilidad hidráulica de puentes altamente vulnerables.

PUENTE NALTAHUA	
Calificación	3
Vulnerabilidad	Alta. Es probable que socavación sea mayor que profundidad de fundación.
Causas	
Diseño del puente	Esviaje. Pilas rectangulares y estribos sin extremos redondeados ni troncocónicos.
Hidráulica	No existen elementos de control hidráulico ni de regulación de crecidas.
Mecánica Fluvial	Sin obras de protección contra erosión.
PUENTE TENO	
Calificación	2
Vulnerabilidad	Alta. Es probable que socavación llegue a 80-100% de la profundidad de fundación.
Causas	
Diseño del puente	Esviaje, pilas rectangulares, estribos sin extremos redondeados ni troncocónicos.
Características del cauce	Ancho de cauce y de inundación variables.
Hidráulica	No existen elementos de control hidráulico ni de regulación de crecidas. Flujo no uniforme en dirección lateral.
Acción antropogénica	Gran impacto de otras obras sobre cauce
PUENTE MAULE	
Calificación	4
Vulnerabilidad	Alta. Es probable que socavación llegue a 50-80% de la profundidad de fundación.
Causas	
Diseño del puente	Esviaje.
Hidráulica	No existen elementos de control hidráulico ni de regulación de crecidas.
Mecánica Fluvial	Sin obras de protección contra erosión. Vegetación en cauce.
Acción antropogénica	Extracción de material en cauce.

Discusión de Resultados

Respecto a las causas que influyeron en la calificación de los puentes estudiados, en la Figura 2 se observa que las causas más frecuentes de vulnerabilidad de estos puentes son el diseño de sus estribos y cepas, presentando una geometría que favorece la socavación, y la inexistencia de obras de control de la erosión.

Además, si se ordenan las causas presentadas en Figura 2 según los aspectos hidráulicos considerados en la metodología, se puede observar la proporción en que estos aparecen influyendo en la calificación de vulnerabilidad de los puentes estudiados. Tal información se muestra en la Figura 3.

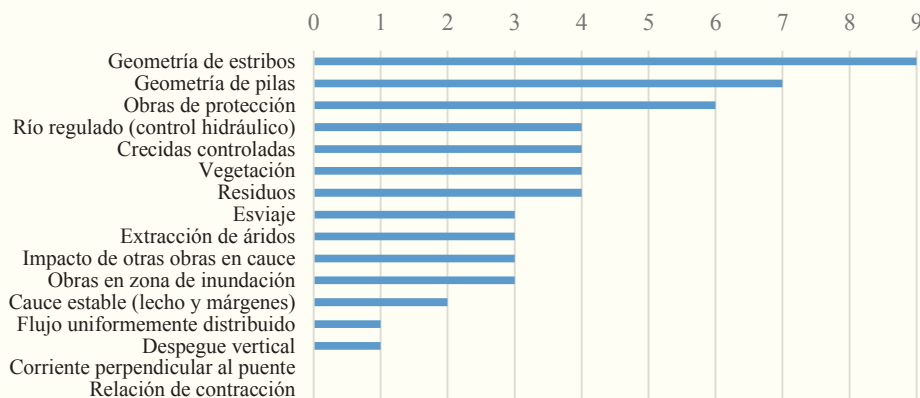


Figura 2. Frecuencia de causas de vulnerabilidad.

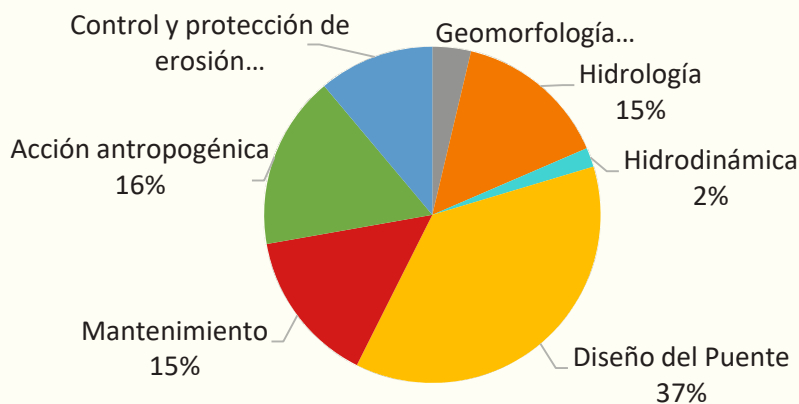


Figura 3. Proporción de factores hidráulicos en la calificación de vulnerabilidad hidráulica de puentes estudiados.

De lo anterior se extrae que la mayor parte de los parámetros asociados al riesgo de la obra tienen su origen en el diseño del puente (37%), lo que muestra la importancia de incluir los aspectos hidráulicos desde la etapa de diseño, sumado a los elevados costos que podría conllevar no hacerlo.

Un 31% de las causas corresponden a los factores de mantenimiento y acción antropogénica, 2 sectores

perfectamente corregibles si en el futuro se incluye el riesgo hidráulico en la inversión realizada periódicamente para la conservación de obras, por ejemplo, con el retiro de residuos y control de vegetación en los sectores del cauce cercano a los puentes. Mientras que un 19% representa situaciones algo más difíciles de optimizar ya que dependen de las condiciones del escurrimiento y el lecho (geomorfología e hidrología).

Dificultades Encontradas en la Aplicación de la Metodología

La mayor dificultad para aplicar la metodología consiste en contar con los antecedentes requeridos por el método, en particular lo concerniente a estudios granulométricos y topográficos en el sector de emplazamiento de las obras. Esto debido a que usualmente la información generada en la etapa de estudios para el diseño de la obra es de muy difícil acceso considerando la antigüedad de los puentes y de los mecanismos de almacenamiento de información. Para suplir esta deficiencia se recogió información obtenida en visitas a terreno pero que podría haber sido recabada desde los planos de la estructura, como la geometría del puente y sus elementos.

Respecto a la recopilación de antecedentes, se han tenido distintas experiencias en los estudios realizados. Núñez (2010) y Castro (2010) consiguieron datos de estudios representativos de las obras y de la zona, mientras que Chávez y Muñoz (2018) obtuvieron la información granulométrica de datos provenientes de un estudio de características granulométricas de ríos chilenos realizado con anterioridad (Alvarado et al., 2002); además, debieron recurrir al procesamiento de información de modelos de elevación digital (DEM), proveniente de imágenes satelitales, para obtener los

perfiles transversales necesarios en el proceso de modelado.

Además, la profundidad de socavación máxima se calculó utilizando los métodos recomendados en el Manual de Carreteras (vol.3, 2018), pero resulta recomendable, para aumentar la seguridad de los resultados, contrastar este cálculo con lo que ocurre en la realidad.

Todo lo anterior evidencia la ausencia de un sistema público de datos y gestión de puentes en el territorio nacional.

Los estudios de Felipe Núñez (2010) y Rodrigo Castro (2010) son simultáneos y arrojaron una nota distinta para un mismo puente estudiado (puente Maipo), esto puede deberse a diferencias en la información recopilada, ya sea por los métodos de obtención de antecedentes o por el criterio de los autores. En este aspecto, y en futuras modificaciones del método, se deben hacer esfuerzos para lograr un menor espacio a subjetividades. Sin embargo, por el criterio de urgencia de obras necesarias, la vulnerabilidad se considera media en ambos casos.

5. PROPUESTA DE SEGUIMIENTO CONTINUO

Mediciones Requeridas

Como se abordó en puntos anteriores, para realizar una estimación óptima del grado de riesgo en que se encuentra un puente usando la metodología propuesta por Héctor Farías, la obtención de información más precisa se vuelve fundamental. En el afán de minimizar

la cantidad de estimaciones y parámetros de apreciación, se llega irremediablemente a la necesidad de realizar algunas mediciones de forma periódica y otras que serán invariables en el tiempo.

Formación de un Banco de Datos

Existen algunos parámetros que son constantes en el tiempo y que además se pueden obtener de manera precisa, como la geometría de la estructura y sus elementos o la profundidad de fundación.

En este sentido, considerando la época actual, el valor de las obras y el grado de desarrollo al que aspira llegar el país, resulta de vital importancia implementar un sistema de gestión de puentes que contenga la información de su diseño y entorno, además de una

calificación para priorizar la futura inversión en obras públicas de este tipo. Además, parte de la información de este banco de datos (especialmente el diseño) podría ser de acceso público, tomando en cuenta la relevancia y utilidad de algunos estudios realizados por organismos, como universidades e institutos, o para la formación de futuros ingenieros, como sucede, por ejemplo, con el banco de datos de diversas Estaciones de la DGA.

Campañas de Terreno y Seguimiento

Los puentes y obras fluviales están en contacto, y, por lo tanto, a merced de los efectos producidos por el flujo de agua, cuya naturaleza es dinámica, por lo que el monitoreo de la evolución de ciertos aspectos brindará información clave en la estimación del riesgo estructural. Esto cobra aún mayor importancia si se incluye en el análisis los efectos del cambio climático, que, por experiencias recientes, suelen ser catastróficos.

Por esto, se debe impulsar una campaña de seguimiento del estado de puentes mediante salidas a terreno con cierta frecuencia, la que dependerá del entorno de emplazamiento (mayor riesgo de socavación implica visitas más frecuentes) y de la vulnerabilidad del puente.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El riesgo asociado a factores hidráulicos es la causa más frecuente de falla en puentes, por lo que es esencial estudiar y monitorear la vulnerabilidad de estas obras desde el punto de vista hidráulico, prácticas que hasta la fecha no se han normalizado en Chile, generando una situación crítica respecto a los colapsos estructurales ocurridos recientemente, y al aumento de eventos extremos producto del cambio climático.

En este ámbito, con el objetivo de implementar en el corto-mediano plazo un sistema de gestión de puentes que pueda ser útil al momento de dar prioridad al mantenimiento de obras, es necesario crear una base de datos que facilite el acceso a la información de las obras, y a su vez resulta prioritario digitalizar tal información, que, por la fecha de la realización de los estudios, actualmente solo son almacenadas en formato físico.

Entre los aspectos a tener en cuenta en cada visita, prestando atención a su evolución, se cuentan: uniformidad del flujo (ángulo de incidencia de filetes líquidos respecto a ejes de cepas), presencia de vegetación en lecho y márgenes, estado y eficacia de obras de protección de erosión, presencia de residuos en el entorno, y especialmente la acción del ser humano en el cauce, como la extracción de áridos, que suelen realizarse en periodos acotados pero que generan un gran efecto negativo en la estabilidad del lecho (produciendo socavación), u otras obras que afecten a las condiciones de escurrimiento, como surgimiento de corrientes por descargas de caudal aguas arriba de la obra.

La aplicación de la metodología propuesta por Farías en los estudios llevados a cabo hasta el momento en Chile ha sido útil para visualizar el estado altamente vulnerable de un puente de la región Metropolitana y 2 de la región del Maule. Se recomienda seguir aplicando esta metodología incorporando los cambios propuestos por los autores para la adaptación de esta al caso chileno, e incluirla en un eventual plan de monitoreo de puentes.

Es recomendable adaptar la definición original de puente hidráulicamente ideal a la realidad chilena, para lo cual se debe dar mayor importancia a efectos de socavación, necesitando para esto una medición de parámetros que no se realiza en el país.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen debidamente a los ingenieros civiles Sra. Mireya Parrini J. y Sr. Fernando Cancino A. de la Dirección de Vialidad V Región y al ingeniero civil Sr. Gabriel Castro A. por haber proporcionado

información proveniente de estudios anteriores realizados en los puentes analizados lo que facilitó el desarrollo de este trabajo.

REFERENCIAS

Alvarado, L., Garcés, E. y López, A. 2002. Características granulométricas de los ríos aluviales chilenos. XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, La Habana, Cuba.

Arrau, L. 1999. Estudio de zonas de inundación en el estero Quilpué, en las comunas de Quilpué y Villa Alemana, V región. Chile.

Castro, R. 2010. Análisis de la vulnerabilidad hidráulica de puentes ante la acción de crecidas. Aplicación en cuencas de la zona central. Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Valparaíso, Chile.

Chávez, M., Muñoz, A. 2018. Estudio de la vulnerabilidad hidráulica de puentes de la quinta región. Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Valparaíso, Chile.

Dirección de Vialidad. 2018. Manual de Carreteras, Vol. 3. Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile.

Espinoza, D. 2010. Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas. Universidad Autónoma Metropolitana. México DF, México.

Farias, H. D. 2008. Metodología para la calificación de puentes en relación a los factores hidráulicos. XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena de Indias, Colombia.

López, A. y Arenas, A. 2004. Análisis de una de las pilas del puente Naltahua en el río Maipo, Chile. XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Sao Pedro, Estado de Sao Paulo, Brasil.

May, R., ckers, J., Kirby, A. 2002. Manual on scour at bridges and other hydraulic structures. CIRIA Publication C551, Construction Industry Research and Information Association, London, U.K.

Melville, B. W. & Coleman, S. E. 2000. Bridge Scour. Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, Colorado, USA.

Núñez, F. 2010. Metodología para la determinación de la vulnerabilidad hidráulica de puentes ante el efecto de crecidas aplicado en algunos ríos de Chile. Universidad Andrés Bello, Santiago, Chile.

MODELOS TERMO-QUÍMICO-MECÁNICO DE COMPORTAMIENTO PARA GEOPOLÍMEROS

Hengels Castillo^{1,2,3*}, Sebastián Sanchez⁴, Mario Vesely¹, Sergio Palma².

Resumen

En las últimas décadas, los geopolímeros se han estado desarrollando como una nueva clase de material de construcción que podría reemplazar al cemento Portland ordinario (OPC). Debido a la innovación de este compuesto se hace necesario conocer las propiedades térmicas y químicas de los geopolímeros y cómo afectan estas variables en las propiedades mecánicas, principalmente en la resistencia a la compresión simple (UCS). En este artículo, se revisan los principales modelos termoquímicos y mecánicos para el cemento Portland ordinario, cementos de escorias de alto horno y pastas cementadas, y a su vez, modelos de mezclas de geopolímeros, con especial énfasis en los parámetros controlables como la variación de temperatura, ratio molar silicio y aluminio (Si/Al), grado de hidratación entre otros, con el objetivo de evaluar aquellos parámetros que controlan la resistencia a la compresión simple (UCS).

¹ JRI Ingeniería S.A., Department of Geotechnics, Santiago, Ñuñoa 7770445, Chile.

² Department of Metallurgical Engineering and Materials, Complex Fluids Laboratory, Federico Santa María Technical University, Santiago, San Joaquín 8940572, Chile.

³ CIMS-JRI Sustainable Mining Research Center, General Manager, Santiago, La Reina 7850000, Chile.

⁴ Escuela de Ingeniería Química, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Valparaíso 2340025, Chile.

* Correspondence: hcastillo@jri.cl

1 Introducción

Los geopolímeros son materiales generados a través de la disolución de minerales oxidados proveniente de las fuentes de aluminosilicatos. Los estudios indican que se obtienen diferentes resistencias a la compresión dependiendo el material y los parámetros con el cual se produce el geopolímero [1], siendo producidos generalmente con cenizas volantes, metacaolín y últimamente con relaves provenientes de la minería y procesos metalúrgicos de diversos minerales [2]–[24]. Las fuentes de aluminosilicatos son activadas con agentes alcalinos de alta concentración molar formando cadenas poliméricas con microestructuras amorfas tridimensionales [25]. Los más comunes son las soluciones de hidróxidos y silicatos alcalinos, debido a su alta disponibilidad y bajos costos. Los geopolímeros se han evaluado como un reemplazo del cemento Portland ordinario (OPC) para diversos materiales de construcción [26]–[28], debido a las similitudes en sus propiedades mecánicas, sin embargo, los geopolímeros

producen aproximadamente un 80% menos de emisiones de dióxido de carbono (CO₂) [29]–[31].

El diseño de geopolímeros debe considerar dentro de sus parámetros el grado de hidratación y el gradiente térmico de los productos utilizados, ya que, a medida que se produce la hidratación del material, se va liberando energía en forma de calor, provocando un aumento de la temperatura en la mezcla, lo que puede producir grietas que conllevan a tensiones de compresión y tracción, tal y como sucede en el hormigón [32], es por ello que en este artículo se estudian, en primera instancia, los modelos para el hormigón generado con cemento Portland ordinario (OPC) y como se pueden relacionar las propiedades y parámetros a los geopolímeros, para luego revisar los trabajos de investigadores en modelos termo-químico-mecánicos para mezclas de geopolímeros, los cuales buscan predecir su comportamiento el cual determinará su uso y disposición final, tal que beneficie al medio ambiente y las comunidades.

2 Listado de variables

f_c : Resistencia a la compresión. [Mpa]

f'_c : Resistencia a la compresión máxima. [Mpa]

f_{exp} : Coeficiente de expansión volumétrica. [adm]

$f_{28_{293K}}$: Resistencia a la compresión a 28 días a 293 [K]. [Mpa]

$\frac{f_c}{f'_c}$: Tasa de esfuerzo a la compresión, tramo ascendente. [adm].

f_{res} : Resistencia a la compresión residual. [Mpa]

f_{ic} : Punto de inflexión de la curva esfuerzo – deformación. [Mpa]

f'_{cu} : Resistencia a la compresión máxima. Valor \geq a 20 [Mpa].

f_t : Punto de inflexión de la resistencia a la compresión. [Mpa]

ϵ_c : Deformación causada al hormigón. [mm/mm]

ϵ_o : Deformación máxima para f'_c . [mm/mm]

ϵ_u : Deformación última causada al hormigón no confinado. [mm/mm]

ϵ_{50u} : Deformación al 50% para f'_c en la recta descendente. [mm/mm]

a/c : Razón agua/cemento. [adm]

ξ : Grado de hidratación. [adm]

R: Constante de los gases ideales. 8,314 [J/mol/K]

T: Temperatura absoluta. [K]

ΔT : Diferencia de temperaturas. [K]

χ : Reacción de hidratación, es decir, los moles de agua contenida en una unidad de volumen molar. [mol/m³]

$\frac{\partial \xi}{\partial t}$: Tasa del grado de hidratación en función al tiempo. [1/h]

$\xi(t)$: Grado de hidratación en función al tiempo. [adm]

ξ : Grado de hidratación. [adm]

K_{CPB} : Conductividad térmica del CPB. [J/hr/m/K]

k_{CPB} : Constante de velocidad del relleno de pasta cementada. 0,061 [1/h]

k: Constante de la velocidad de reacción. [1/h]

K_{const1}, K_{const2} : Constantes del modelo de Nasir & Fall. [adm]

ε_{uGPM} : Deformación última en el geopolímero, ε_u . [mm/mm]
 ε_i : Punto de inflexión de la deformación para f_c . [mm/mm]
 E_c : Módulo de elasticidad del hormigón. [Mpa]
 E_a : Energía de activación. [J/mol]
 E_{CGPM} : Modulo de elasticidad del hormigón geopolímero. [MPa]
 E_{it} : Modulo elástico inicial. [Mpa]
 E_c : Módulo de elasticidad del hormigón. [Mpa]
 E'_{sec} : Secante del módulo de elasticidad en la resistencia a la compresión máxima, del modelo de Mander, Priestley & Park. [MPa]
 α_1 : Coeficiente dependiente de la magnitud y posición de la fuerza de compresión interna en el hormigón. [adm]
 α_2 : Coeficiente dependiente de la magnitud de la deformación interna en el hormigón. [adm]
 $Q_s(T)$: Calor liberado del geopolímero en función de la temperatura. [J/mol]
 $Q_{s,max}$: Calor total liberado al final de la reacción del geopolímero. [J/mol]
 $q_s(T)$: Tasa de producción de calor del geopolímero en función de la temperatura. [J/g·h]
 $q_{max,20}$: Tasa máxima de calor liberado a una temperatura de 20 [°C]. [J/g/hr]
 A^1, B^1, C^1 : Constantes tramo ascendente de la curva esfuerzo – deformación [adm].
 a_{rc}, b_{rc}, c_{rc} : Constantes en el modelo de Geert De Schutter & Luc Taerwe [33] mediante pruebas de laboratorio. Para el cemento Portland se obtuvieron valores de 0,667, 3,0 y 2,5968 respectivamente. [adm]
 $k_{fc\ 323\ ^\circ K}$: Constante del modelo a una temperatura referenciada, en este caso 323 K. Variable con valor de 0,06325 [adm]
CS: Contracción química para el cemento. Valor variable entre 0 – 0,07 [mL/g]
 C_v : Capacidad calorífica en función al volumen constante. [J/m³/K]
 ρ_{cem} : Densidad del cemento Portland. 3,2 [g/cm³]
 ρ_{CPB} : Densidad del relleno de pasta cementada. [kg/m³]
t: Tiempo. [hr]
 t_e : Edad equivalente. [Días u horas]
 β_{TMC} : Parámetro de ajuste del relleno de pasta cementada. Variable con valor de 0,0086 [adm]
[SiO₂]: Fracción del monómero de silicato disuelto. [adm]
 M_s : Constante de la fracción del monómero (Na o K) y el silicato. 1- 7 [adm]
nD: Policondensación promedio de la especie de silicato polimerizada (D). [adm]
 n_i : Parámetro del material agregado en el modelo de Noushini. [adm]
 n_1 : Parámetro modificado del material, tramo ascendente. [adm]
 n_2 : Parámetro modificado del material, tramo descendente. [adm]
 ϖ : Coeficiente determinado en el modelo de Noushini. [MPa]
 ζ : Coeficiente del geopolímero para el modelo de Noushini. [MPa]
 P_c : Parámetro de curado, incluye el efecto en la propiedad de los materiales, para el hormigón de geopolímero es 7. [adm]
 D^1, E^1, F^1 : Constantes de la curva esfuerzo – deformación, tramo descendente. [adm]

3 Modelos de comportamiento para el hormigón

El comportamiento del hormigón se ha estudiado históricamente para comprender de mejor manera su respuesta en la utilización de estructuras en obras civiles. Para analizar su conducta frente a diversas sollicitaciones, se han elaborado múltiples modelos que tratan de explicar su comportamiento frente a estas sollicitaciones externas. Los primeros modelos desarrollados, explican los esfuerzos en función de su

deformación, y algunas investigaciones destacan la identificación de su principal comportamiento para hormigones no confinados. Estos modelos de comportamiento para el hormigón no confinado son relevantes de revisar y analizar debido a que los geopolímeros poseen un comportamiento similar, donde investigadores posteriores, utilizan la base de conocimiento generada desde estos estudios sobre el hormigón.

3.1 MODELO DE HOGNESTAD

Eivind Hognestad [34] planteó un modelo de esfuerzo – deformación para el hormigón confinado y no confinado fabricado a partir de cemento Portland ordinario (OPC tipo I marca Lehigh. Para la mezcla se utilizó arena como agregado fino y agregados petreos de 1 pulgada con densidades específicas de 2,65 y 2,70, respectivamente. Se realizaron tres mezclas con razones de a/c de 0,55, 0,69 y 1,02 en una mezcladora de tambor no basculante de 6,5 pies cúbicos de capacidad. Las muestras de hormigón se dejaron curar

por 28 días obteniendo resistencias cilíndricas de 13,79, 24,13 y 35,47 [Mpa]. Con los datos experimentales, se elaboró el modelo, el cual se realizó en base a un ajuste parabólico como la descrita en el Diagram 1, compuesto por la deformación axial ϵ_c y el esfuerzo a la compresión máxima f_c' causada por la deformación máxima ϵ_o que puede llegar a alcanzar el hormigón. La forma de la parábola en el tramo ascendente de la curva esfuerzo – deformación, tramo OA del Diagram 1, se genera con la Equation 1 y Equation 2, tal que:

$$f_c = f_c' \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right]$$

Equation 1 Resistencia a la compresión tramo OA.

$$\epsilon_o = \frac{2f_c'}{E_c}$$

Equation 2 Deformación máxima tramo OA.

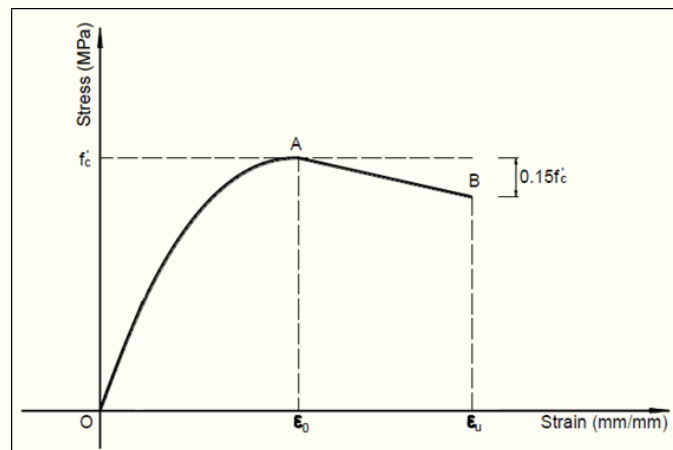


Diagram 1 Modelo de Hognestad para hormigón confinado y no confinado.

Por otro lado, para el tramo descendente de la curva esfuerzo – deformación, tramo AB del Diagram 1, se interpretó en forma lineal y se encontró que $\Delta f'_c = 0,15f'_c$ entregaba la mejor estimación para el tramo AB del Diagram 1. La Equation 2 describe la resistencia a la compresión para el tramo AB del Diagram 1:

$$f_c = \alpha_1 \varepsilon_u f'_c$$

Equation 3 Resistencia a la compresión para tramo AB.

$$\varepsilon_c = \alpha_2 \varepsilon_u$$

Equation 4 Deformación para el tramo AB.

Según lo reportado por el autor R. Chambaud [35], la deformación última ε_u generada por el hormigón no confinado se puede obtener mediante la Equation 5.

$$\varepsilon_u = \left(3,5 + \frac{2.860}{f'_c} \right) \cdot 10^{-3}$$

Equation 5 Deformación última en el hormigón no confinado según R. Chambaud.

Table 1 Valores de α_1 y α_2 para el tramo AB.

f'_c [MPa]	α_1	α_2
0,00	0,925	0,513
6,89	0,873	0,481
13,79	0,835	0,459
20,68	0,808	0,444
27,58	0,786	0,432
34,47	0,77	0,423
41,37	0,758	0,417

3.2 MODELO DE KENT & PARK

Dudley Charles Kent & Robert Park [36], describen un modelo para hormigones confinados fabricados a partir de cemento Portland ordinario (OPC) con refuerzos transversales (estribos) en forma de aros rectangulares o espirales de acero estrechamente espaciados entre sí. Para ello, los autores utilizaron los estudios experimentales publicados [37]–[41], con el objetivo de determinar una relación simple entre los trabajos estudiados. Es por esto que la relación de la compresión máxima es la misma que la del modelo de Hognestad, Equation 1 y Equation 2. La diferencia entre los modelos de Kent & Park y Hognestad está en la interpretación del tramo descendente posterior al esfuerzo máximo, f'_c , es decir, el tramo AB del Diagram 1.

Para el tramo AB del Diagram 1, Kent & Park, supusieron una recta descendente del tramo donde su pendiente se puede determinar asumiendo que la deformación del hormigón ha caído un 50% o $0,5f'_c$ de la resistencia máxima a la compresión, obteniéndose una deformación, ε_{50u} , al 50% de f'_c . Según los autores Hedley Roy & Mete Sozen [42], la deformación es al 50% de la compresión máxima en el tramo AB, Diagram 1, de la curva esfuerzo – deformación para el hormigón no confinado y no así como en el caso del autor Hognestad, que estimó la caída del tramo como el 15% de la caída en la pendiente.

Para estimar la resistencia a la compresión del tramo AB, Diagram 1, Kent & Park definieron la Equation 6.

$$f'_c = \frac{3 - 1.000\varepsilon_{50u}}{145 \cdot (\varepsilon_{50u} - 0,002)}$$

Equation 6 Resistencia a la compresión en función a la deformación para el hormigón no confinado tramo AB.

4 Modelos de comportamiento geopolimérico

4.1 Modelos térmicos

4.1.1 Modelo de Geert de Schutter & Luc Taerwe

Geert De Schutter & Luc Taerwe [33] elaboraron un modelo para analizar la evolución de la hidratación de mezclas de geopolímeros de cementos de escorias de alto horno con cemento Portland CEM tipo I. El objetivo es realizar dos ensayos a partir de una hidratación adiabática y otra isotérmica con el fin de predecir la tasa de producción de calor en función de la temperatura real, de modo que permitiera calcular y medir el aumento de temperatura de la mezcla en función del tiempo [43]. Para las pruebas experimentales utilizaron una pasta de cemento con razón a/c de 0,5 con tres composiciones distintas de minerales; la primera fue de cemento y las otras con un

tipo de cemento de escorias de alto horno (mezcla de geopolímero), cuyas densidades específicas son 5.054, 4.380 y 4.500 [kg/m³], respectivamente. Los ensayos de hidratación isotérmica las realizaron a tres temperaturas: 5, 20 y 35°C; para los ensayos de hidratación adiabática utilizaron una técnica de hacer un anillo de agua alrededor de la probeta cilíndrica con dimensiones de 28 x 40 [cm²] conectado por medio de un termostato diferencial, manteniendo la temperatura de la mezcla para obtener las condiciones adiabáticas.

El modelo definido por estos autores para definir la producción de calor es la Equation 7.

$$\frac{Q_s(T)}{Q_{s,max}} = [\sin(\chi\pi)]^{a_{rc}} \cdot \exp\left[\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T}\right)\right]$$

Equation 7 Tasa de producción de calor para mezclas de geopolímeros.

El grado de reacción de hidratación, χ , se pueden calcular mediante la Equation 8, la cual permite conocer la tasa de calor de hidratación que se ha liberado en la mezcla de geopolímeros.

$$\chi(T) = \frac{Q_s(T)}{Q_{s,max}} = \frac{1}{Q_{s,max}} \int_0^T q_s(T) dT$$

Equation 8 Grado de reacción de hidratación para mezclas de geopolímeros en función de la temperatura.

4.1.2 Modelo de Bentz

El autor Dale Bentz [44] presentó modelos numéricos teniendo en cuenta el efecto de la temperatura en la cinética de la hidratación para el cemento Portland, basados en la influencia de la razón agua/cemento, a/c, con valores entre 0,35 - 0,45 en forma de pasta. Para la realización de las mezclas estas fueron agitadas en una licuadora de alta velocidad durante varios minutos a temperatura controlada de 20°C. Para la mezcla con una razón de 0,45 de a/c, se agregó polvo de piedra caliza fina o gruesa, de manera de reemplazar el 20% del cemento. Las mezclas se dispusieron en tubos de ensayos tapados y curados bajo agua saturada a temperatura controlada de 20°C durante periodos de 1, 3, 7, 28 y 92 días. Luego del curado, las muestras fueron

trituras hasta obtener un polvo fino, el cual fue ensayado, determinando la pérdida de masa producida durante un proceso de calcinación entre 105°C y 1000°C.

En general, los modelos que describen la cinética de hidratación del cemento comienzan a nivel de partículas y se derivan en ecuaciones de velocidad para una partícula individual en función de su radio [45]–[48], sin embargo, el modelo de Bentz realiza un enfoque desde el punto de vista conceptual, es decir, asume que todos los poros se encuentran hidratados, permitiendo suponer que la tasa de hidratación es proporcional a la fracción de volumen de esta porosidad llena de agua con una cinética de primer orden, tal que:

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = k_{CPB} \cdot \left(\frac{\rho_{cem}(a/c) - (f_{exp} + \rho_{cem}CS) \xi}{1 + \rho_{cem}(a/c)} \right)$$

Equation 9 Tasa de hidratación en función al tiempo.

Donde, el coeficiente de expansión volumétrica, f_{exp} , para los productos de hidratación del cemento “sólido” en relación con el cemento, se considera con un valor de 1,15 [49], [50].

Al resolver una integral con condiciones de contorno $\xi(0) = 0$ para la Equation 9, se obtiene:

$$\xi(t) = \text{Min} \left\{ 1, \frac{\rho_{cem}(a/c)}{(f_{exp} + \rho_{cem}CS)} \cdot \left[1 - \exp\left(\frac{-(f_{exp} + \rho_{cem}CS)kt}{1 + \rho_{cem}(a/c)}\right) \right] \right\}$$

Equation 10 Grado de hidratación con función mínima.

La función mínima se ha agregado a la Equation 10 de modo de asegurar que el grado de hidratación del cemento no exceda el valor de 1, ya que es físicamente

imposible. El cemento no hidratado se puede estimar como la fracción total de cemento no hidratado multiplicada por la relación entre la porosidad llena de agua y la total, obteniéndose la Equation 11:

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = \frac{k_{CPB}(f_{exp} + \rho_{cem}CS)^2 \left(\frac{\rho_{cem}}{f_{exp} + \rho_{cem}CS} (a/c) - \xi \right)^2 (1 - \xi)}{f_{exp}(1 + \rho_{cem}(a/c))^2 \frac{\rho_{cem}}{f_{exp}} (a/c) - \xi}$$

Equation 11 Modelo de Bentz.

Este modelo puede considerar la influencia de la sustitución de una parte del cemento por rellenos inertes (relaves de flotación de cobre, por ejemplo) para la generación de mezclas de geopolímeros, ya que la hidratación lograda depende críticamente de la razón

a/c, y, por tanto, la influencia de la sustitución del relleno (por relave) en las tasas de hidratación no influiría ya que solo depende de la razón de la pasta de cemento original, es decir, sin considerar el porcentaje de sustitución.

4.2 MODELOS QUÍMICOS

4.2.1 Modelo de Nasir & Fall

Los autores Othman Nasir & Mamadou Fall [51], desarrollaron un modelo numérico termoquímico para predecir el calor de hidratación de las estructuras de relleno de pastas cementadas (CPB, relaves de flotación de cobre con cemento) y la distribución de temperatura durante la edad temprana del proceso de llenado, así como la transferencia de calor entre el relleno y el medio circundante. La base de datos para este modelo es una recopilación de otros estudios realizados al calor

de hidratación producido por la mezcla del hormigón convencional, sin embargo, los resultados de estos estudios no son aplicables directamente a las pastas cementadas, debido a las grandes diferencias en la composición que se tienen entre los materiales de CPB y el hormigón convencional, por tanto, para lograr el modelo propuesto, los autores utilizaron el programa FLAC versión 5.0 que consta de un programa bidimensional de diferencias finitas basado en el esquema de cálculo Lagrangiana.

El modelo numérico propuesto, se presenta en la Equation 12:

$$\rho_{CPB} C_v \frac{\partial T}{\partial t} - \Delta(K_{CPB} \Delta T) = q_{max,20} \cdot c_{rc} \sin^{arc}(\xi \pi) \exp(-b_{rc} \xi) \exp \left[\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T} \right) \right]$$

Equation 12 Modelo Termoquímico de Nasir & Fall.

El grado de hidratación, ξ , del cemento Portland, es un parámetro difícil determinar experimentalmente en el tiempo, debido a ello, es necesario utilizar la edad

equivalente en el relleno a través del tiempo equivalente definido por la Equation 13 por el autor Schindler [52].

$$\xi = \exp \left[- \ln \left(1 + \frac{t_e}{t} \right)^{-k} \right]$$

Equation 13 Grado de hidratación a través del tiempo equivalente.

El modelo desarrollado es capaz de predecir y analizar el desarrollo de la temperatura y calor transferido del relleno de pastas cementadas bajo diversas condiciones de contorno, teniendo en consideración el contenido de aglutinante, la velocidad de llenado, el tamaño del molde y la temperatura inicial del relleno, variables que tienen un impacto significativo en el desarrollo y distribución del calor dentro de las estructuras del relleno de pastas cementadas de manera de poder controlar y monitorear la apertura en las cavidades mineras a temprana edad.

En relación con la resistencia a la compresión simple (UCS), los autores Nasir & Fall [53] elaboraron un modelo numérico para predecir la distribución y el desarrollo de la resistencia a la compresión simple (UCS) en el relleno de relaves cementados, Equation 14. Este modelo es una combinación con el modelo descrito en la Equation 12, el cual toma en cuenta el efecto de la temperatura e hidratación del cemento, optimizando la resistencia del relleno con los parámetros obtenidos.

$$\frac{\xi}{1 - \xi} = \frac{f_c [k_{fc} T^{\circ K} - \beta_{TMC} (323 - T)]}{f_{28_{293K}} [1 - k_{const2} (T - 293)] - f_c} + k_{const1}$$

Equation 14 Modelo Termoquímico mecánico.

4.2.2 Modelo de Provis & van Deventer

Los autores Provis & van Deventer [29] presentaron un modelo preliminar matemático para la cinética de la geopolimerización de un material de metacaolín con agentes alcalinos de hidróxidos de sodio y potasio, incluyendo una descripción explícita del proceso de reacciones que conducen a dos productos de mezclas de fases. Los agentes alcalinos fueron una mezcla de tres diferentes razones del alcalino utilizado, hidróxido sodio y silicato de potasio, cuyos valores son 0, 0,5 y 1,0, cada uno mezclado con cinco diversas razones de sílice/agente alcalino, realizando un total de 15 mezclas. La solución se preparó con un mínimo de 24 horas antes de ser utilizada con el metacaolín. Posteriormente, los geopolímeros se prepararon mezclando mecánicamente durante 15 minutos la solución alcalina con el metacaolín, hasta formar una pasta homogénea; luego, la muestra se agitó por otros 15 minutos para eliminar el aire atrapado antes de ser transferidos a moldes de teflón los cuales fueron sellados. Las probetas fueron curadas a temperatura

controlada de 40°C y a presión ambiente durante 20 horas; finalmente, fueron retiradas del molde e introducidas en recipientes de almacenamiento sellados a temperatura y presión ambiente durante 14 días para ser ensayadas mediante resonancia magnética nuclear (NMR).

El modelo presentado por Provis & van Deventer se desarrolla a partir reacciones básicas, procesos y otros supuestos similares, pero incluyendo las variaciones de la razón SiO₂/Al₂O₃, tanto en términos de composición inicial como en términos de la composición durante el proceso de la geopolimerización, por lo tanto, el modelo se validó haciendo uso de datos experimentales de un conjunto de datos cinéticos obtenidos por difracción de rayos X y de dispersión de energía in situ (EDXRD) para geopolímeros de aluminosilicatos de potasio y sodio derivados del metacaolín. El modelo químico propuesto es el siguiente:

$$\begin{cases} 0,018[SiO_2]^2 - 0,274[SiO_2] + 1, & \text{si } [SiO_2] < 4,866M_s \\ 0,100 & \text{, si } [SiO_2] > 4,866M_s \end{cases}$$

Equation 15 Fracción monómero de Na.

$$nD (Na) = 0,050[SiO_2]^2 + 0,314[SiO_2] + 2$$

Equation 16 Función cuadrática para el nD (Na).

Cuando se obtiene un valor menor a $4,866M_s$, se utiliza la función cuadrática. En tanto, a valores mayores se deja como constante el valor de 0,100 para la fracción

de monómero de sodio. Para obtener la policondensación de silicato polimerizado de sodio se utiliza la expresión cuadrática obtenida por ensayo ^{29}Si NMR.

$$\begin{cases} 0,030[\text{SiO}_2]^2 - 0,340[\text{SiO}_2] + 1, & \text{si } [\text{SiO}_2] < 4,424M_s \\ 0,100, & \text{si } [\text{SiO}_2] > 4,424M_s \end{cases}$$

Equation 17 Fracción monómero de K.

$$nD(K) = 0,015[\text{SiO}_2]^2 + 0,477[\text{SiO}_2] + 2$$

Equation 18 Función cuadrática para el nD (K).

Las relaciones se desarrollaron para soluciones con $\text{H}_2\text{O}/\text{M}_2\text{O} = 11$ con $\text{M}_2\text{O} \approx 5,05M_s$ ($M = \text{K}$ o Na), se considera constante durante todo el proceso. En las últimas etapas de la configuración geopolimérica los cationes de Na^+ comenzaran a inmovilizarse como aglutinante de gel formando las fases, pero no cambia la especiación de equilibrio significativamente. Además, la nanoestructura y estructura molecular dentro de la fase de gel determinará en gran medida la temperatura y estabilidad química del aglutinante.

Las reacciones que se postulan están involucradas en la formación de geopolímeros a partir de una fuente sólida de aluminosilicatos, ya sea metacaolín o cenizas volantes en reacción a una solución alcalina de hidróxido o silicato de sodio. Las expresiones cinéticas junto a los parámetros cinéticos utilizados para describir cada reacción se presentan en la Table 2.

Table 2 Reacciones y sus nombres.

Reacción	Nombre
M	Fuente de aluminosilicatos
S	Monómero de silicato
A	Monómero de aluminato
D	Silicato polimerizado
O	Oligómero de aluminosilicatos
P	Polímero de aluminosilicatos amorfo
N	Núcleo aluminosilicato
G	Gel de aluminosilicato amorfo
Z	Fase Zeolítica
W	Agua

Table 3 Reacciones y constantes de velocidad correspondientes a las especies definidas.

Reacción	Expresión de tasa [M/h]	Constante de velocidad k1 - k8 [h ⁻¹]
$M + 4W \rightarrow 2x_M S + 2(1 - x_M) A$	$v_1 = k_1 M$	$4,1 \times 10^{-5}$
	$v_1 = k_1 M A^{-0,35a}$	$6,0 \times 10^{-4}$
$A + (Si/Al)S \rightarrow O + (Si/Al) + 1)W$	$v_2 = k_2 A S^n$	$1,0 \times 10^{-2}$
$(Si/Al)D S \leftrightarrow D + (Si/Al)D W$	equilibrio	-
$2O \rightarrow P + (Si/Al)O + 1)W$	$v_4 = k_4 O^2$	$8,0 \times 10^{-5}$
$2P + 2O \rightarrow 3P + (Si/Al)O + 1)W$	$v_5 = k_5 P^2 O^2$	$5,0 \times 10^{-2}$
$2O \rightarrow N + (Si/Al)O + 1)W$	$v_6 = k_6 O^2$	$6,0 \times 10^{-4}$
$N + S + A \rightarrow Z + (Si/Al)N + 5)W$	$v_7 = k_7 N S A$	$1,0 \times 10^{-5}$
$P + S \rightarrow G + (Si/Al)P + 3)W$	$v_8 = k_8 P S$	$3,0 \times 10^{-5}$

En la Table 3 (ver Table 2 para el nombre de las reacciones), x_M es la relación de Si/(Si+Al) de la fuente de aluminosilicatos del material de origen y $(Si/Al)_k$ (k=

O, N, P) es la razón Si/Al de las especies y la expresión de tasa, se puede referenciar como la velocidad de reacción con la constante de velocidad, k.

4.3 MODELOS MECÁNICOS

Los modelos mecánicos consideran parámetros como la deformación axial, ϵ_c , deformación máxima, ϵ_o , y deformación ultima, ϵ_u , así como de la resistencia a la compresión máxima f'_c causada al hormigón, con el objetivo de realizar un modelo que interprete y determine de la mejor manera el comportamiento de la curva de esfuerzo – deformación.

A modo de evaluar los modelos mecánicos presentados, se tomará una curva esfuerzo – deformación de una mezcla de geopolímeros en base a relaves de cobre ensayada en el laboratorio de Geocontrol Chile, el cual se realizó para una mezcla de relaves de cobre mezclados con hidróxido de sodio, curada a 90°C por 7 días. La curva es la presentada en el Diagram 2.

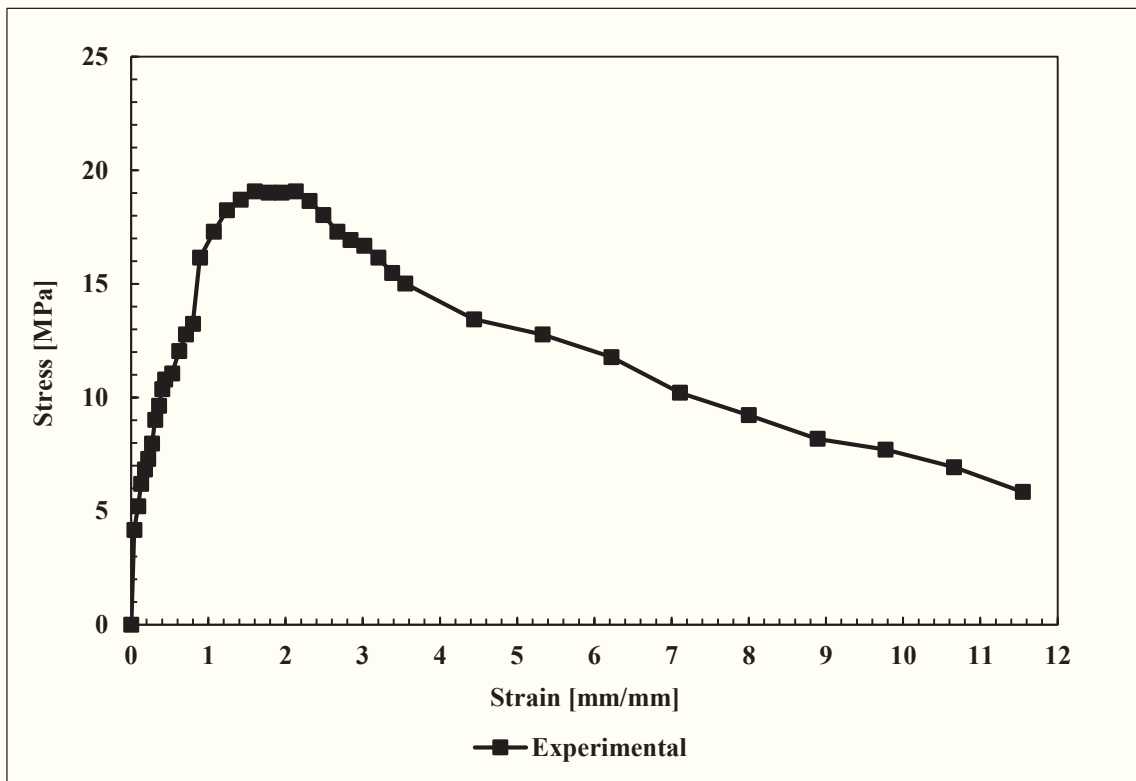


Diagram 2 Curva esfuerzo - deformación para un geopolímero fabricado a partir de relaves de flotación de cobre.

4.3.1 Modelo de Amin Noushini

Amin Noushini et. al. [54] analizó el comportamiento de la curva esfuerzo - deformación, resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad para un hormigón geopolímero generado por cenizas volantes con un activador alcalino. El desarrollo experimental fue a partir de una ceniza volante de Clase F, es decir, del tipo bajas en calcio. Se utilizó, además, como material ultrafino, una ceniza volante de grado especial de marca Kaolite High Performance (HPA). Las mezclas de geopolímero generadas fueron comparadas con una mezcla de hormigón de cemento Portland. La solución alcalina utilizada fue una mezcla entre hidróxido de sodio a 12 [M] con una solución de silicato de sodio de gravedad específica de 1,53 gr/cm³, preparada 24 horas antes de su uso. Para el hormigón

de cemento Portland, este fue preparado bajo la norma AS 1012.2. Inicialmente se homogenizó por 5 minutos ambas cenizas volantes para luego añadir la solución alcalina y el agua gradualmente hasta completar los 15 minutos, para luego agregar la escoria y homogenizar por 5 minutos más. Las mezclas fueron vertidas en probetas cilíndricas de 10 x 20 [cm] y fueron curadas a temperaturas de 60, 75 y 90 °C por tiempos de 8, 12, 18 y 24 horas. Previo a su ensayo, las muestras fueron almacenadas a temperatura controlada de 23 +- 2°C

El modelo numérico propuesto para el módulo de elasticidad se obtuvo en base al análisis de regresión de los datos experimentales y es el que se presenta en la Equation 19.

$$E_{CGPM} = -11.400 + 4.712 \sqrt{f'_c}$$

Equation 19 Módulo de elasticidad, modelo de Noushini.

Para el análisis de la deformación, el autor realizó una regresión lineal, en donde, la deformación máxima en el modelo de esfuerzo máximo para el geopolímero es presentada en la Equation 20.

$$\varepsilon_0 = \frac{2,23 \times 10^{-7} (E_{CGPM})^{1,74}}{(f'_c)^{1,98}}$$

Equation 20 Deformación máxima, modelo de Noushini.

La deformación última del geopolímero se estimó mediante una regresión lineal, mostrada en la Equation 21.

$$\varepsilon_{UGPM} = (3,5 - 0,05 \ln(f'_c)) \cdot \varepsilon_0$$

Equation 21 Deformación última en el geopolímero.

La relación de esfuerzo - deformación propuesta para el geopolímero se presentan en las Equation 22 a Equation 27, desarrolladas utilizando el módulo de elasticidad y deformación propuestas en relación con la Equation 19, Equation 20 y Equation 21.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{n_i \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)}{n_i - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{n_i}}$$

Equation 22 Función para la resistencia a la compresión en la curva esfuerzo-deformación; modelo de Amin Noushini.

$$n_i = n_1 = \left[1,02 - 1,17 \left(\frac{E_{sec}}{E_{CGPM}} \right) \right]^{-0,45}, \text{ cuando, } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$$

Equation 23 Parámetro del material en el tramo AB del modelo de Kent y Park.

$$n_i = n_2 = n_1 + (\varpi + 28 \times \zeta), \text{ cuando, } \varepsilon_c > \varepsilon_0$$

Equation 24 Parámetro modificado del material en el tramo BE del modelo de Kent y Park.

$$\varpi = P_c (12,4 - 0,015 f'_c)^{-0,5}$$

Equation 25 Coeficiente en función al parámetro de curado, modelo de Noushini.

$$\zeta = 0,83 \exp\left(-\frac{911}{f'_c}\right)$$

Equation 26 Coeficiente en función a la resistencia a la compresión, modelo de Noushini.

$$E_{sec} = \frac{f'_c}{\varepsilon_0}$$

Equation 27 Secante del módulo de elasticidad.

La inclusión del parámetro de curado, P_c , da como resultado un modelo más preciso en la curva esfuerzo – deformación descrito por el autor.

El modelo al ser comparado con la curva de esfuerzo – deformación del Diagram 2, presenta un ajuste muy

bueno para la compresión máxima f'_c de la mezcla de geopolímeros en base a relaves de cobre, sin embargo, tanto el tramo ascendente como el descendente, se escapan de los resultados experimentales, ver Diagram 3.

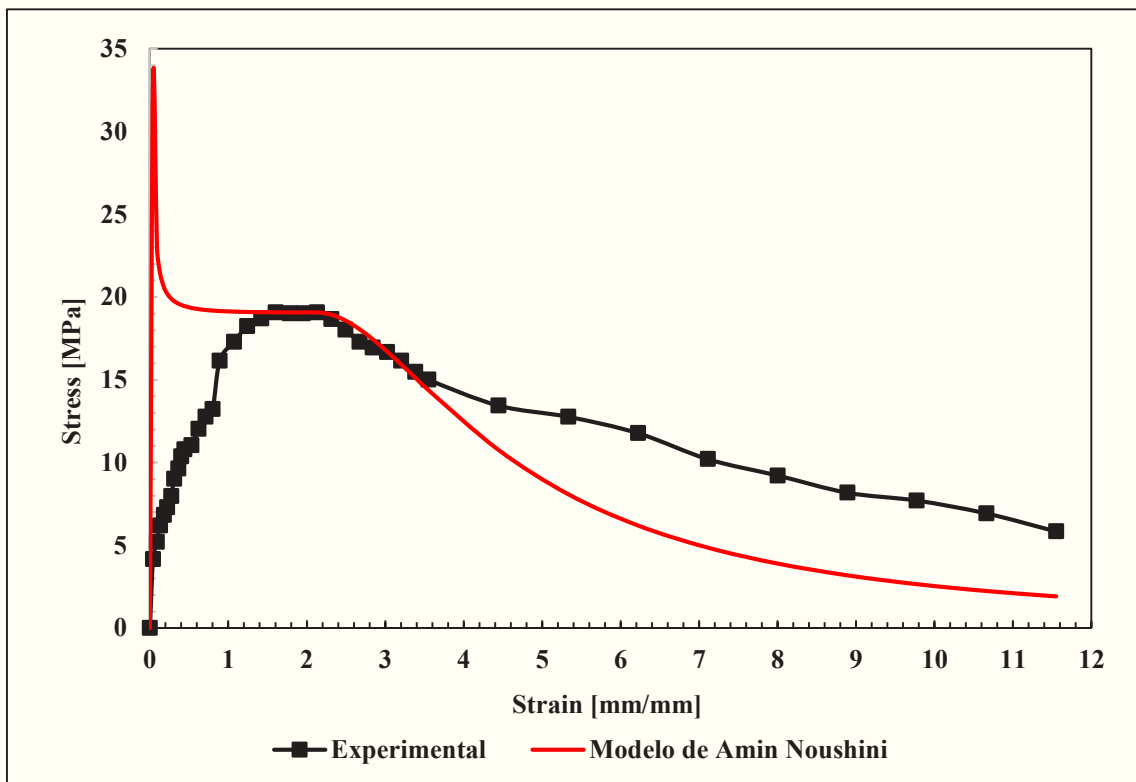


Diagram 3 Comparación curva esfuerzo - deformación con datos experimentales y modelo de Amin Noushini.

4.3.2 Modelo de Bitla Srivathsav

El autor Bitla Srivathsav [55] desarrolló un modelo matemático analítico para las curvas esfuerzo – deformación experimentales de mezclas geopoliméricas, basándose en los modelos de hormigón de cemento Portland ordinario que se encuentran en la literatura [34], [56], [57], por tanto, los esfuerzos y deformaciones propuestos fueron calculados en forma

teórica mediante ecuaciones empíricas para geopolímeros convencionales y hormigones de cemento Portland.

Los modelos propuestos son los expuestos en la Equation 28 y Equation 29 tanto para el tramo ascendente y descendente de la curva esfuerzo – deformación.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{A^1 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)}{\left(1 + B^1 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + C^1 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right)}$$

Equation 28 Modelo esfuerzo – deformación tramo ascendente, según Bitla Srivathsav.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{D^1 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)}{\left(1 + E^1 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + F^1 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right)}$$

Equation 29 Modelo esfuerzo – deformación tramo descendente, según Bitla Srivathsav.

El modelo al ser comparado con la curva de esfuerzo – deformación del Diagram 2, presenta un ajuste muy

bueno para, tanto para el tramo ascendente como el descendente, ver Diagram 4.

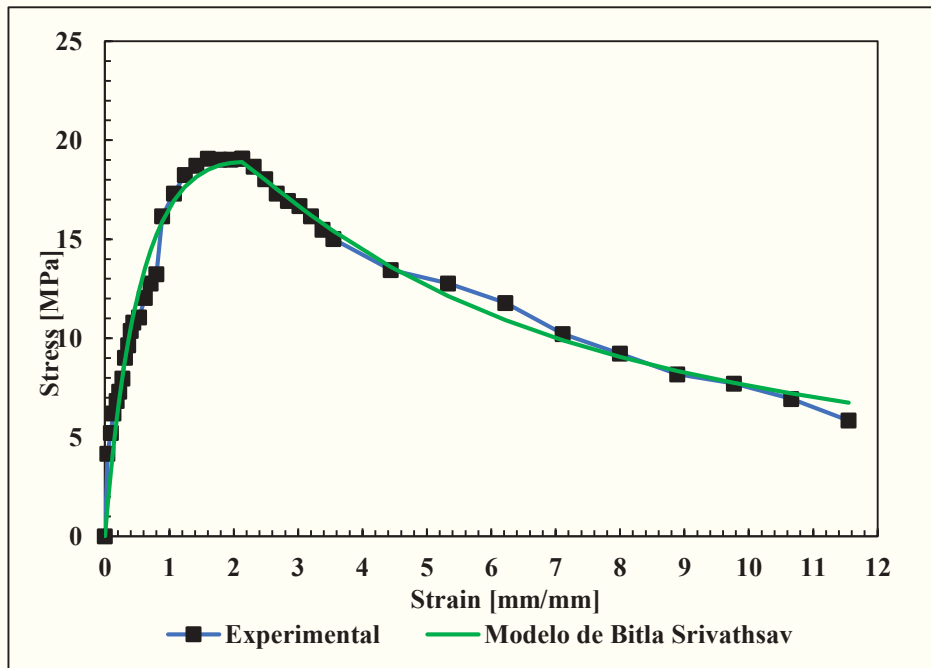


Diagram 4 Comparación curva esfuerzo - deformación con datos experimentales y modelo de Bitla Srivathsav.

4.3.3 Modelo de Carreira & Chu

El modelo de Carreira & Chu [57] se presenta en la Equation 30 y Equation 31, de manera de obtener la gráfica completa de la curva esfuerzo – deformación, sin diferenciar entre el tramo ascendente y descendente. Para ello, utilizó una minimización en el error, indicando que la deformación ε será siempre mayor o

igual a la deformación última del hormigón o geopolímero ε_u . Las pruebas fueron realizadas en hormigones de cemento Portland ordinario (OPC) curadas entre 28 a 31 días. El esfuerzo máximo fue determinado utilizando la norma ASTM C39 con pruebas estándar para fuerzas de compresión UCS en moldes cilíndricos con dimensiones de 7,6 x 15,2 [cm].

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\beta_c \left[\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right]}{\beta_c - 1 + \left[\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right]^{\beta_c}}$$

Equation 30 Modelo de Carreira and Chu para la curva esfuerzo – deformación.

$$\beta_c = \frac{1}{1 - \frac{f'_c}{\varepsilon_0 E_{it}}}$$

Equation 31 Variable definida por los autores Carreira and Chu.

Los parámetros que incluye el modelo se pueden determinar a partir de los datos experimentales obtenidos de la curva esfuerzo – deformación, en el cual controla el porcentaje de deformación.

El modelo al ser comparado con la curva de esfuerzo – deformación del Diagram 2, presenta un ajuste bueno para el tramo ascendente, sin embargo, para el tramo descendente, este modelo, no logra una buena estimación para estos datos experimentales, ver Diagram 5.

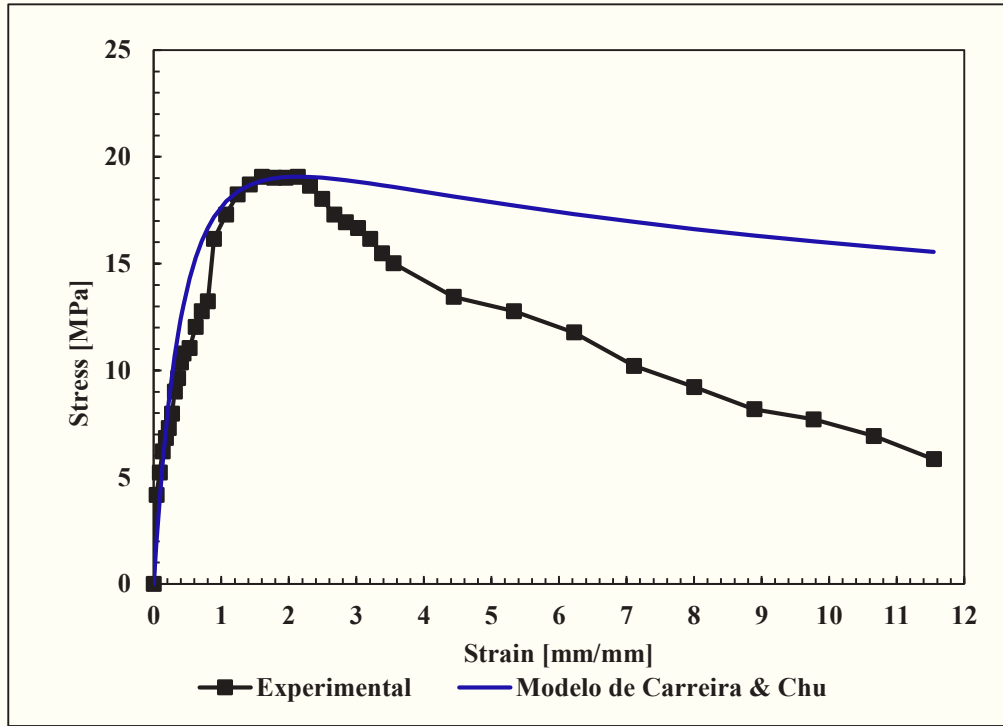


Diagram 5 Esfuerzo - Deformación comparativa de resultados experimentales y modelo de Carreira & Chu.

4.3.4 Modelo de Samani & Attard

El modelo de los autores Samani & Attard [58] predice la curva completa de esfuerzo – deformación, tanto para una carga de compresión uniaxial como de una carga triaxial (hormigón confinado). Samani & Attard propusieron dos modelos, uno para representar el tramo ascendente y otro para el tramo descendente de la curva esfuerzo – deformación. Los autores se basaron de investigaciones anteriores para lograr un modelo fraccional que represente la curva de esfuerzo – deformación [56], [59], [68], [69], [60]–[67] no discriminando el tipo de ensayo ni de dimensión de la probeta.

El modelo de la Equation 32 representa el tramo ascendente de la curva esfuerzo – deformación, con la restricción de que $\varepsilon \leq \varepsilon_0$; la secante del módulo de elasticidad (E_{sec}), se mide a un nivel de tensión del 45% de la resistencia a la compresión máxima f'_c ; para el tramo descendente de la curva esfuerzo – deformación se hace cumplir que $\varepsilon \geq \varepsilon_0$, formulándose la Equation 33 y Equation 34, considerando el punto de inflexión en la curva.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\frac{E_{sec}\varepsilon_0}{f'_c} \left[\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right] + \frac{\left(\frac{E_{sec}\varepsilon_0}{f'_c} - 1 \right)^2}{0,55} \left[\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right]^2}{1 + \left(\frac{E_{sec}\varepsilon_0}{f'_c} - 2 \right) \left[\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right] + \left(\frac{\left(\frac{E_{sec}\varepsilon_0}{f'_c} - 1 \right)^2}{0,55} + 1 \right) \left[\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right]^2}$$

Equation 32 Modelo de Samani & Attard para la sección ascendente de la curva esfuerzo – deformación.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{f_{res}}{f'_c} + \left[1 - \frac{f_{res}}{f'_c} \right] [1,41 - 0,17 \ln f'_c]^{\left[\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_i - \varepsilon_0} \right]}$$

Equation 33 Modelo de Samani & Attard para la sección descendente de la curva esfuerzo – deformación.

$$\frac{f_i}{f'_c} = \frac{f_{res}}{f'_c} + \left[1 - \frac{f_{res}}{f'_c} \right] [1,41 - 0,17 \ln f'_c]$$

Equation 34 Modelo de Samani & Attard para la sección descendente de la curva esfuerzo – deformación. Tramo de inflexión.

El modelo al ser comparado con la curva de esfuerzo – deformación del Diagram 2, presenta un mal ajuste, tanto para el tramo ascendente como el descendente,

considerando estos datos experimentales, ver Diagram 6.

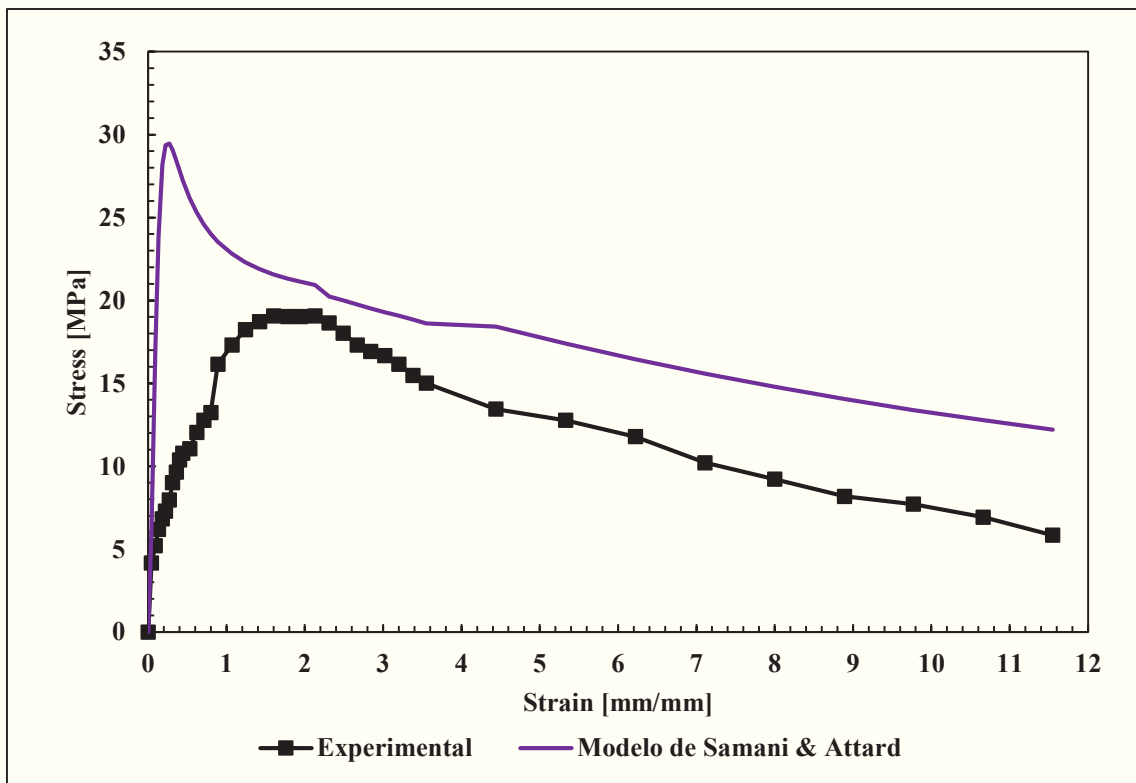


Diagram 6 Esfuerzo - Deformación comparativa de resultados experimentales y modelo de Samani & Attard.

4.3.5 Modelo de Mander, Priestley & Park

Los autores Mander, Priestley & Park [70], [71] realizaron mezclas de geopolímeros a base de cenizas volantes y concretos de cemento Portland convencional con el objetivo de examinar los efectos del

confinamiento en los geopolímeros. El cemento utilizado fue un pre-mezcla con una resistencia específica a los 28 días de 28 [Mpa] mientras que la proporción de cenizas/cementos fue de 7,8 y la de a/c de 0,66.

El modelo de estos autores se presenta en la Equation 35.

$$f_c = \frac{f'_c \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) \frac{E_c}{E_c - E'_{sec}}}{\frac{E_c}{E_c - E'_{sec}} - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^{\frac{E_c}{E_c - E'_{sec}}}}$$

Equation 35 Modelo de Mander, Priestley & Park.

El parámetro E'_{sec} los autores lo definen como:

$$E'_{sec} = \frac{f'_c}{\varepsilon_0}$$

Equation 36 Secante del módulo de elasticidad del modelo de Mander, Priestley & Park.

El modelo al ser comparado con la curva de esfuerzo – deformación del Diagram 2, presenta un buen ajuste, tanto para el tramo ascendente como el descendente,

considerando estos datos experimentales, ver Diagram 7.

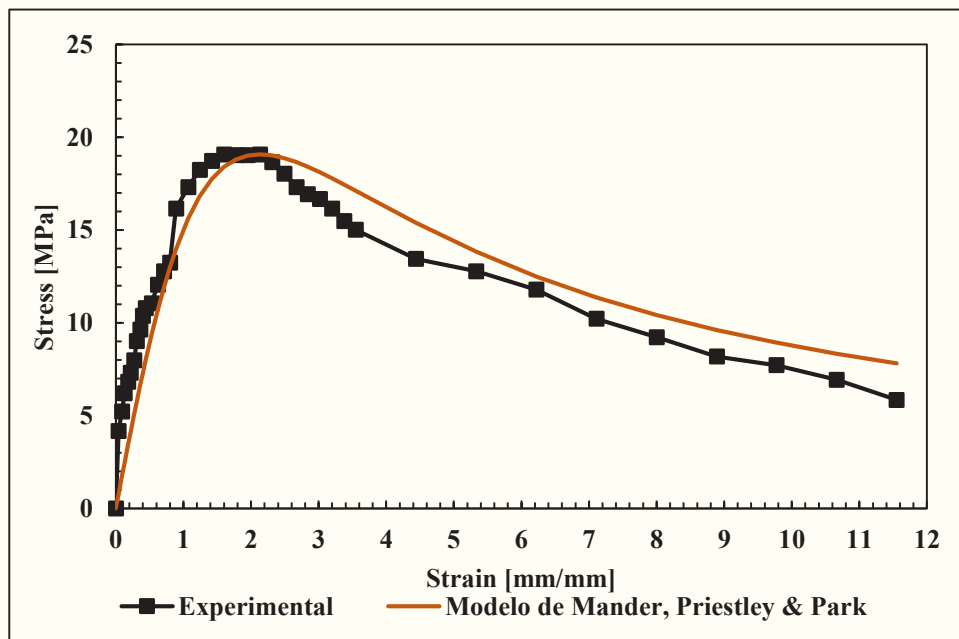


Diagram 7 Esfuerzo - Deformación comparativa de resultados experimentales y modelo de Mander, Pristley and Park.

5 Discusión

Los modelos iniciales generados para el cemento Portland ordinario (OPC) fueron la base para los modelos actuales obtenidos para los nuevos materiales adaptándose de buena forma para los materiales de geopolímeros. Los autores Hognestad y Kent & Park son los que han dado el gran paso en el entendimiento de modelos constitutivos para explicar el comportamiento de hormigones, los cuales pueden ser fácilmente aplicables en mezclas de geopolímeros.

Los modelos térmicos de los autores Schutter & Taerwe y Bentz, como a su vez los modelos químicos de los autores Nasir & Fall y Provis & van Deventer son muy interesantes en la explicación microscópica de la generación y estimación de resultados mecánicos para las mezclas, sean de cementos o geopolímeros, sin embargo, poco aplicables en un relleno masivo de pastas cementadas, geopolímeros y/o hormigón, debido, principalmente, a la gran dificultad de poder controlar en terreno las variables térmicas y químicas de la fabricación de estas mezclas, y por tanto, solo reproducibles en laboratorio.

En el caso de los modelos mecánicos, estos presentan aproximaciones a las curvas de esfuerzo – deformación, centrándose en una explicación del comportamiento de

resistencia, sin considerar las variables térmicas y mecánicas. El Diagram 8 presenta en una comparación entre todos los modelos. Dos autores han logrado un excelente ajuste para los datos experimentales presentados en el Diagram 2, el modelo de Bitla Srivathsav y el modelo de Mander, Priestley & Park, ajustándose, tanto para el tramo ascendente como descendente de la curva de esfuerzo deformación.

Los modelos mecánicos, presentan muy buenos ajustes para el entendimiento de la resistencia, sin embargo, se debe seguir explorando en modelos termo-químico-mecánicos desde un nivel conceptual, tal que se logre obtener ecuaciones que predigan la máxima resistencia a la compresión f_c' . Existen modelos genéticos que han abordado estos tipos de soluciones, pero escapan del alcance del presente artículo.

Cada autor presenta sus propias metodologías, diferentes entre sí, con concentraciones y cantidades de cemento, agua cemento, cenizas volantes, tiempos de curado distintas, como a su vez, otros autores utilizan simplemente la gran base de datos existente en otros trabajos, por tanto, una comparación entre modelos, más que un análisis de los ajustes de datos, se hace imposible.

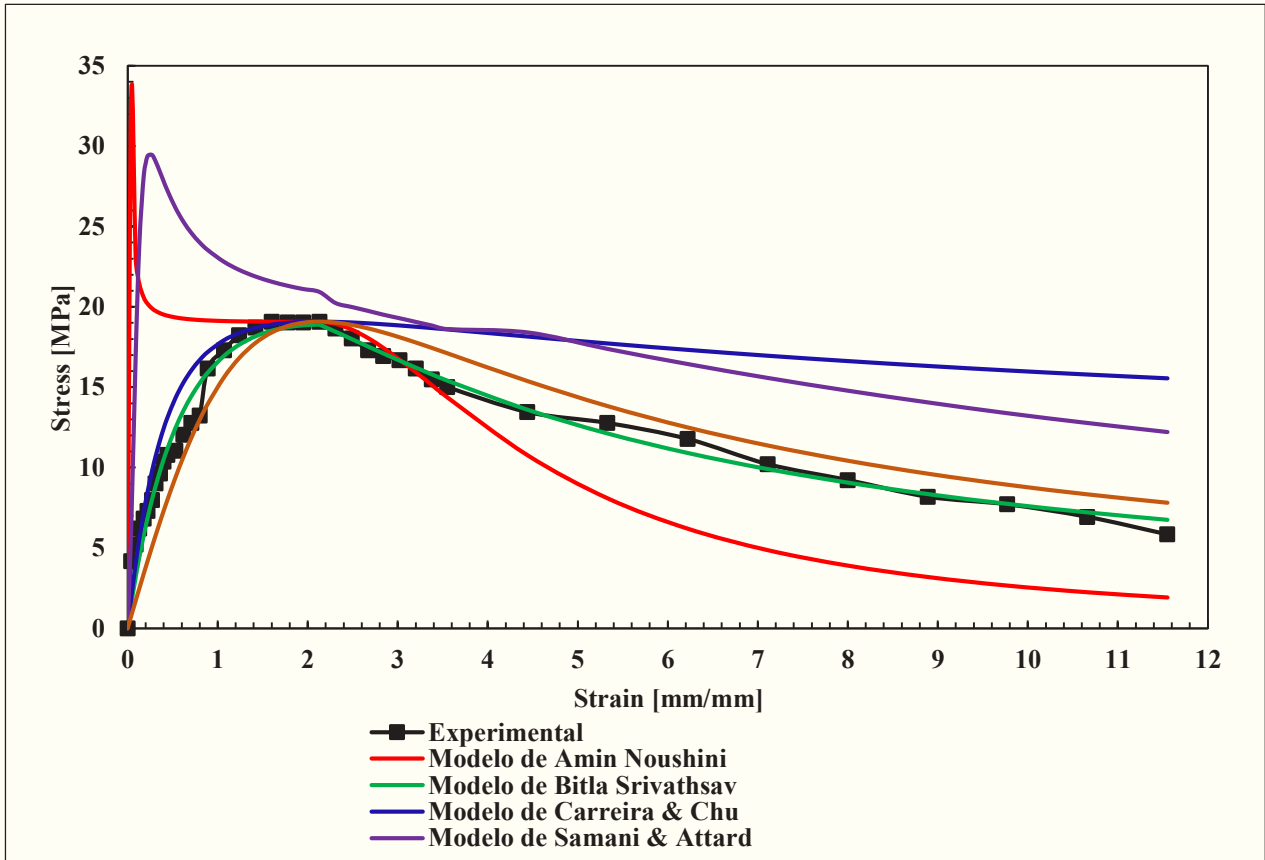


Diagram 8 Comparación de modelos mecánicos v/s datos experimentales.

6 Conclusión

Este estudio de investigación da cuenta de la historia y parámetros que se deben tomar en cuenta para llevar a cabo un modelo termo químico y mecánico para materiales de geopolímeros. Las conclusiones se pueden resumir tal que:

Los modelos térmicos y químicos, se deben evaluar mayores parámetros como la densidad, grado de hidratación en el caso del OPC y temperatura de curado en los geopolímeros. Un parámetro importante y difícil de conseguir es la energía de activación, ya que, se deben evaluar reacciones cinéticas y experimentalmente no se puede medir debido a que la reacción de los geopolímeros es exotérmica y no isotérmica.

En el caso de los modelos mecánicos realizados para hormigones de OPC confinados y no confinados se ajustan a curvas de materiales de geopolímeros a pesar de sus diferencias entre los minerales principalmente en la presencia de calcita en el cemento portland ordinario. La resistencia a la compresión entre ambos materiales

es similar, teniendo como parámetros fundamentales en los geopolímeros la composición química, razón de sílice/alúmina, ratio agua/ material, deformación y resistencia a la compresión máxima como los factores principales. Los primeros modelos dieron paso a los nuevos modelos, aunque siguen vigentes y se ajustan de muy buena forma a las curvas de geopolímeros ensayados en UCS.

Para concretar un modelo termoquímico y mecánico se deben tomar ensayos como calorimetría para lograr parámetros requeridos en los modelos vigentes, analizar en que afecta la razón de agua/fuente de aluminosilicato con el grado de hidratación, ya que solo se complementa como cemento y no en dos elementos en particular. La temperatura en los geopolímeros son un parámetro importante, afectan al gradiente térmico como a la energía de activación, los modelos estudiados trabajan a temperaturas bajas no superando los 40°C por el contrario los geopolímeros superan los 60°C en las temperaturas de curado.

7 Referencias

- [1] H. Castillo *et al.*, “Factors affecting the compressive strength of geopolymers: A review,” *Minerals*, vol. 11, no. 12, pp. 1–28, 2021, doi: 10.3390/min11121317.
- [2] J. G. S. Van Jaarsveld, J. S. J. Van Deventer, and A. Schwartzman, “The potential use of geopolymeric materials to immobilise toxic metals: Part II. Material and leaching characteristics,” *Miner. Eng.*, vol. 12, no. 1, pp. 75–91, 1999, doi: 10.1016/s0892-6875(98)00121-6.
- [3] J. G. S. Van Jaarsveld and J. S. J. Van Deventer, “Effect of metal contaminants on the formation and properties of waste-based geopolymers,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 29, no. 8, pp. 1189–1200, 1999, doi: 10.1016/S0008-8846(99)00032-0.
- [4] J. L. Provis, P. Duxson, G. C. Lukey, F. Separovic, W. M. Kriven, and J. S. J. van Deventer, “Modeling Speciation in Highly Concentrated Alkaline Silicate Solutions,” *Ind. Eng. Chem. Res.*, vol. 44, no. 23, pp. 8899–8908, Nov. 2005, doi: 10.1021/ie050700i.
- [5] D. L. Y. Kong, J. G. Sanjayan, and K. Sagoe-Crentsil, “Comparative performance of geopolymers made with metakaolin and fly ash after exposure to elevated temperatures,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 37, no. 12, pp. 1583–1589, 2007, doi: 10.1016/j.cemconres.2007.08.021.
- [6] P. Chindaprasirt, C. Jaturapitakkul, W. Chalee, and U. Rattanasak, “Comparative study on the characteristics of fly ash and bottom ash geopolymers,” *Waste Manag.*, vol. 29, no. 2, pp. 539–543, 2009, doi: 10.1016/j.wasman.2008.06.023.
- [7] J. Temuujin, R. P. Williams, and A. van Riessen, “Effect of mechanical activation of fly ash on the properties of geopolymer cured at

- ambient temperature,” *J. Mater. Process. Technol.*, vol. 209, no. 12–13, pp. 5276–5280, 2009, doi: 10.1016/j.jmatprotec.2009.03.016.
- [8] F. Pacheco-Torgal, S. Jalali, and J. P. Castro Gomes, “Utilization of mining wastes to produce geopolymer binders,” *Geopolymers Struct. Process. Prop. Ind. Appl.*, pp. 267–293, 2009, doi: 10.1533/9781845696382.2.267.
- [9] L. Zhang, S. Ahmari, and J. Zhang, “Synthesis and characterization of fly ash modified mine tailings-based geopolymers,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 9, pp. 3773–3781, 2011, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.04.005.
- [10] S. Ahmari and L. Zhang, “Production of eco-friendly bricks from copper mine tailings through geopolymerization,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 29, pp. 323–331, Apr. 2012, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2011.10.048.
- [11] N. Waijarean, S. Asavapisit, and K. Sombatsompop, “Strength and microstructure of water treatment residue-based geopolymers containing heavy metals,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 50, pp. 486–491, 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.08.047.
- [12] B. Wei, Y. Zhang, and S. Bao, “Preparation of geopolymers from vanadium tailings by mechanical activation,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 145, pp. 236–242, 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.234.
- [13] S. Moukannaa, M. Loutou, M. Benzaazoua, L. Vitola, J. Alami, and R. Hakkou, “Recycling of phosphate mine tailings for the production of geopolymers,” *J. Clean. Prod.*, vol. 185, pp. 891–903, 2018, doi: 10.1016/j.jclepro.2018.03.094.
- [14] J. W. Phair and J. S. J. Van Deventer, “Effect of silicate activator pH on the leaching and material characteristics of waste-based inorganic polymers,” *Miner. Eng.*, vol. 14, no. 3, pp. 289–304, 2001, doi: 10.1016/S0892-6875(01)00002-4.
- [15] F. Demir and E. M. Derun, “Modelling and optimization of gold mine tailings based geopolymer by using response surface method and its application in Pb²⁺ removal,” *J. Clean. Prod.*, vol. 237, p. 117766, 2019, doi: 10.1016/j.jclepro.2019.117766.
- [16] R. A. M. Figueiredo *et al.*, “Mechanical and chemical analysis of one-part geopolymers synthesised with iron ore tailings from Brazil,” *J. Mater. Res. Technol.*, vol. 14, pp. 2650–2657, 2021, doi: 10.1016/j.jmrt.2021.07.153.
- [17] H. Castillo *et al.*, “Methodologies for the Possible Integral Generation of Geopolymers Based on Copper Tailings,” *Minerals*, vol. 11, no. 12, p. 1367, 2021, doi: 10.3390/min11121367.
- [18] W. K. W. Lee and J. S. J. Van Deventer, “The effects of inorganic salt contamination on the strength and durability of geopolymers,” *Colloids Surfaces A Physicochem. Eng. Asp.*, vol. 211, no. 2–3, pp. 115–126, 2002, doi: 10.1016/S0927-7757(02)00239-X.
- [19] C. a. Strydom and J. C. Swanepoel, “Utilisation of fly ash in a geopolymeric material,” *Appl. Geochemistry*, vol. 17, no. 8, pp. 1143–1148, 2002.
- [20] H. Xu and J. S. J. Van Deventer, “Geopolymerisation of multiple minerals,” *Miner. Eng.*, vol. 15, no. 12, pp. 1131–1139, 2002, doi: 10.1016/S0892-6875(02)00255-8.
- [21] R. Cioffi, L. Maffucci, and L. Santoro, “Optimization of geopolymer synthesis by calcination and polycondensation of a kaolinitic residue,” *Resour. Conserv. Recycl.*, vol. 40, no. 1, pp. 27–38, 2003, doi: 10.1016/S0921-3449(03)00023-5.
- [22] W. K. W. Lee and J. S. J. Van Deventer, “The interface between natural siliceous aggregates and geopolymers,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 2, pp. 195–206, 2004, doi: 10.1016/S0008-8846(03)00250-3.
- [23] S. Zhang, K. Gong, and J. Lu, “Novel modification method for inorganic geopolymer

- by using water soluble organic polymers,” *Mater. Lett.*, vol. 58, no. 7–8, pp. 1292–1296, 2004, doi: 10.1016/j.matlet.2003.07.051.
- [24] H. Wang, H. Li, and F. Yan, “Synthesis and mechanical properties of metakaolinite-based geopolymer,” *Colloids Surfaces A Physicochem. Eng. Asp.*, vol. 268, no. 1–3, pp. 1–6, 2005, doi: 10.1016/j.colsurfa.2005.01.016.
- [25] J. L. Provis, “Activating solution chemistry for geopolymers,” *Geopolymers Struct. Process. Prop. Ind. Appl.*, pp. 50–71, Jan. 2009, doi: 10.1533/9781845696382.1.50.
- [26] N. F. Shahedan *et al.*, “Properties of a new insulation material glass bubble in geo-polymer concrete,” *Materials (Basel)*, vol. 14, no. 4, pp. 1–17, 2021, doi: 10.3390/ma14040809.
- [27] P. Duxson and J. S. J. Van Deventer, “Commercialization of geopolymers for construction - opportunities and obstacles,” *Geopolymers Struct. Process. Prop. Ind. Appl.*, pp. 379–400, 2009, doi: 10.1533/9781845696382.3.379.
- [28] L. E. Gordon, J. L. Provis, and J. S. J. Van Deventer, “Non-traditional (‘geopolymer’) cements and concretes for construction of large CCS equipment,” *Energy Procedia*, vol. 4, pp. 2058–2065, 2011, doi: 10.1016/j.egypro.2011.02.088.
- [29] J. L. Provis, J. S. J. Van Deventer, D. Serban, G. Furtos, L. Mar, and C. So, “Geopolymerisation kinetics. 2. Reaction kinetic modelling,” vol. 62, pp. 2318–2329, 2007, doi: 10.1016/j.ces.2007.01.028.
- [30] L. K. Turner and F. G. Collins, “Carbon dioxide equivalent (CO₂-e) emissions: A comparison between geopolymer and OPC cement concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 43, pp. 125–130, 2013, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.01.023.
- [31] M. C. M. Nasvi, P. G. Ranjith, and J. Sanjayan, “Effect of different mix compositions on apparent carbon dioxide (CO₂) permeability of geopolymer: Suitability as well cement for CO₂ sequestration wells,” *Appl. Energy*, vol. 114, pp. 939–948, 2014, doi: 10.1016/j.apenergy.2013.05.050.
- [32] Y. L. Rego and D. Di Capua, “Estudio de la influencia de los distintos parámetros de entrada en el análisis termo-químico-mecánico de estructuras de hormigón en masa,” 2017.
- [33] G. D. Schutter and L. Taerwe, “General Hydration Model for Portland Cement and,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 25, no. 3, pp. 593–604, 1995, [Online]. Available: https://ac.els-cdn.com/000888469500048H/1-s2.0-000888469500048H-main.pdf?_tid=7014fbae-71c6-4497-aa31-29aef2cf66e7&acdnat=1520458360_20cdfb5ff675fc6d2420c00b1b6f2322.
- [34] E. Hognestad, “A Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members,” *Univ. Illinois Bull.*, vol. 49, no. 22, pp. 101–104, 1951, doi: 10.1515/9780824887346-023.
- [35] R. Chambaud, R; Lebel, P; Pascal, “Etude expérimentale de la rupture dans les pièces fléchies en béton armé Va3,” *IABSE Congr. Rep. = Rapp. du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht*, vol. 3, 1948, doi: <http://doi.org/10.5169/seals-4134>.
- [36] R. Kent, Dudley; Park, “0076-Kent-Park-Flexural-Members-With-Confined-Concrete.” New Zealand, pp. 1970–1989, 1971.
- [37] G. D. Base and J. B. Read, “Effectiveness of Helical Binding in the Compression Zone of Concrete Beams,” *ACI J. Proc.*, vol. 62, no. 7, 1965, doi: 10.14359/7722.
- [38] J. Blume, N. Newmark, and L. Corning, “Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions,” *Concr. Int.*, vol. 26, no. 12, pp. 71–78, 2004.
- [39] W. G. Corley, “Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams,” *J. Struct. Div.*, vol. 92, no. 5, pp. 121–146, Oct. 1966, doi: 10.1061/JSDEAG.0001504.

- [40] E. G. Nawy, R. F. Danesi, and J. J. Grosko, "Rectangular Spiral Binders Effect on Plastic Hinge Rotation Capacity in Reinforced Concrete Beams," *ACI J. Proc.*, vol. 65, no. 12, 1968, doi: 10.14359/7532.
- [41] M. T. M. Soliman and C. W. Yu, "The flexural stress-strain relationship of concrete confined by rectangular transverse reinforcement," *Mag. Concr. Res.*, vol. 19, no. 61, pp. 223–238, 1967, doi: 10.1680/macr.1967.19.61.223.
- [42] D. M. ROY and G. M. IDORN, "HYDRATION, STRUCTURE, AND PROPERTIES OF BLAST FURNACE SLAG CEMENTS, MORTARS, AND CONCRETE.," *JAM CONCR INST*, vol. V 79, no. N 6, pp. 444–457, 1982, doi: 10.14359/10919.
- [43] De Schutter Geert and Taerwe Luc, "Specific heat and thermal diffusivity of hardening concrete," *Mag. Concr. Res.*, vol. 47, no. 172, pp. 203–208, 1995.
- [44] D. P. Bentz, "Influence of water-to-cement ratio on hydration kinetics: Simple models based on spatial considerations," *Cem. Concr. Res.*, vol. 36, no. 2, pp. 238–244, 2006, doi: 10.1016/j.cemconres.2005.04.014.
- [45] K. van Breugel, *Simulation of Hydration and Formation of Structure in Hardening of Cement-Based Materials*. 1997.
- [46] J. M. Pommersheim and J. R. Clifton, "Mathematical modeling of tricalcium silicate hydration," *Cem. Concr. Res.*, vol. 9, no. 6, pp. 765–770, 1979, doi: 10.1016/0008-8846(79)90072-3.
- [47] I. Knudsen, "The dispersion model for hydration of Portland cement," *Concrete*, vol. 14, no. c, pp. 622–630, 1984.
- [48] B. Osbaeck and J. Vagn, "Particle Size Distribution and Rate of," *J. Am. Ceram. Soc.*, vol. 37, no. February, pp. 44–49, 1989.
- [49] D. P. Bentz, "Three-Dimensional Computer Simulation of Portland Cement Hydration and Microstructure Development," *J. Am. Ceram. Soc.*, vol. 80, no. 1, pp. 3–21, Jan. 1997, doi: 10.1111/j.1151-2916.1997.tb02785.x.
- [50] K. A. Snyder and D. P. Bentz, "Suspended hydration and loss of freezable water in cement pastes exposed to 90% relative humidity," *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 11, pp. 2045–2056, 2004, doi: 10.1016/j.cemconres.2004.03.007.
- [51] O. Nasir and M. Fall, "Modeling the heat development in hydrating CPB structures," *Comput. Geotech.*, vol. 36, no. 7, pp. 1207–1218, 2009, doi: 10.1016/j.compgeo.2009.05.008.
- [52] A. K. Schindler, J. M. Ruiz, R. O. Rasmussen, G. K. Chang, and L. G. Wathne, "Concrete pavement temperature prediction and case studies with the FHWA HIPERPAV models," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 26, no. 5, pp. 463–471, 2004, doi: 10.1016/S0958-9465(03)00075-1.
- [53] O. Nasir and M. Fall, "Coupling binder hydration, temperature and compressive strength development of underground cemented paste backfill at early ages," *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, vol. 25, no. 1, pp. 9–20, 2010, doi: 10.1016/j.tust.2009.07.008.
- [54] A. Noushini, F. Aslani, A. Castel, R. I. Gilbert, B. Uy, and S. Foster, "Compressive stress-strain model for low-calcium fly ash-based geopolymer and heat-cured Portland cement concrete," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 73, pp. 136–146, 2016, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2016.07.004.
- [55] B. Srivathsav, N. P. Kumar, S. Shrihari, and C. Vivek Kumar, "Proposed mathematical model for stress-strain behaviour of geopolymer concrete," *E3S Web Conf.*, vol. 309, p. 01053, Oct. 2021, doi: 10.1051/e3sconf/202130901053.
- [56] P. T. Wang, S. P. Shah, and A. E. Naaman, "Stress-Strain Curves of Normal and Lightweight Concrete in Compression," *ACI J. Proc.*, vol. 75, no. 11, 1978, doi:

- 10.14359/10973.
- [57] D. Carreira and K.-H. Chu, "Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression," *ACI J. Proc.*, vol. 82, no. 6, 1985, doi: 10.14359/10390.
- [58] A. K. Samani and M. S. S. Attard, "A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression," *Eng. Struct.*, vol. 41, pp. 335–349, 2012, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.027>.
- [59] K. K. B. Dahl, "Uniaxial Stress-Strain Curves for Normal and High Strength Concrete," p. No R-286, 1992.
- [60] J. Xie, A. E. Elwi, and J. G. MacGregor, "Mechanical Properties of Three High-Strength Concretes Containing Silica Fume," *ACI Mater. J.*, vol. 92, no. 2, 1995, doi: 10.14359/9764.
- [61] I. Imran and S. J. Pantazopoulou, "Experimental Study of Plain Concrete under Triaxial Stress," *ACI Mater. J.*, vol. 93, no. 6, 1996, doi: 10.14359/9865.
- [62] M. Attard and S. Setunge, "Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete," *ACI Mater. J.*, vol. 93, no. 5, 1996, doi: 10.14359/9847.
- [63] F. Ansari and L. Qingbin, "High-Strength Concrete Subjected to Triaxial Compression," *ACI Mater. J.*, vol. 95, no. 6, 1998, doi: 10.14359/420.
- [64] Q. Li and F. Ansari, "Mechanics of Damage and Constitutive Relationships for High-Strength Concrete in Triaxial Compression," *J. Eng. Mech.*, vol. 125, no. 1, pp. 1–10, 1999, doi: 10.1061/(asce)0733-9399(1999)125:1(1).
- [65] Q. Li and F. Ansari, "High-Strength Concrete in Triaxial Compression by Different Sizes of Specimens," *ACI Mater. J.*, vol. 97, no. 6, 2000, doi: 10.14359/9982.
- [66] D. C. Jansen and S. P. Shah, "Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete," *J. Eng. Mech.*, vol. 123, no. 1, pp. 25–35, 1997, doi: 10.1061/(asce)0733-9399(1997)123:1(25).
- [67] D. P. Candappa, J. G. Sanjayan, and S. Setunge, "COMPLETE TRIAXIAL STRESS-STRAIN CURVES OF HIGH-STRENGTH CONCRETE," *Danmarks Tek. Hojskole, Afd. Baerende Konstr. - Ser. R*, vol. 97, no. 232, pp. 209–215, 1990.
- [68] D. P. Candappa, S. Setunge, and J. G. Sanjayan, "Stress versus strain relationship of high strength concrete under high lateral confinement," *Cem. Concr. Res.*, vol. 29, no. 12, pp. 1977–1982, 1999, doi: 10.1016/S0008-8846(99)00219-7.
- [69] X. Lu and C.-T. T. Hsu, "Stress-Strain Relations of High-Strength Concrete under Triaxial Compression," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 19, no. 3, pp. 261–268, 2007, doi: 10.1061/(asce)0899-1561(2007)19:3(261).
- [70] N. Ganesan, R. Abraham, S. Deepa Raj, and D. Sasi, "Stress-strain behaviour of confined Geopolymer concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 73, pp. 326–331, 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.09.092.
- [71] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, "conducted providing the stress-strain relation for the concrete and steel are- known . The moments and curvatures associated with increasing flexural deformations of the column may be computed for various column axial loads by incrementing the curvature a," *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1989.

INSTITUTO DE INGENIEROS DE CHILE

Empresas Socias

AGUAS ANDINAS S.A.

ANGLO AMERICAN CHILE LTDA.

ANTOFAGASTA MINERALS S.A.

ASOCIACIÓN DE CANALISTAS SOCIEDAD DEL CANAL DE MAIPO

BESALCO S.A.

CÍA. DE PETRÓLEOS DE CHILE COPEC S.A.

COLBÚN S.A.

CyD INGENIERÍA LTDA.

EMPRESA CONSTRUCTORA BELFI S.A.

GUZMÁN Y LARRAÍN VIVIENDAS ECONÓMICAS SpA

EMPRESA CONSTRUCTORA PRECON S.A.

EMPRESA NACIONAL DE TELECOMUNICACIONES S.A.

EMPRESAS CMPC S.A.

ENAEX S.A.

ENEL GENERACIÓN CHILE S.A.

FLUOR CHILE S.A.

INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN SIGDO KOPPERS S.A.

SOCIEDAD QUÍMICA Y MINERA DE CHILE S.A.

SUEZ MEDIOAMBIENTE CHILE S.A.

EMPRESAS DE INGENIERÍA COLABORADORAS

ACTIC CONSULTORES LTDA.

ARCADIS CHILE S.A.

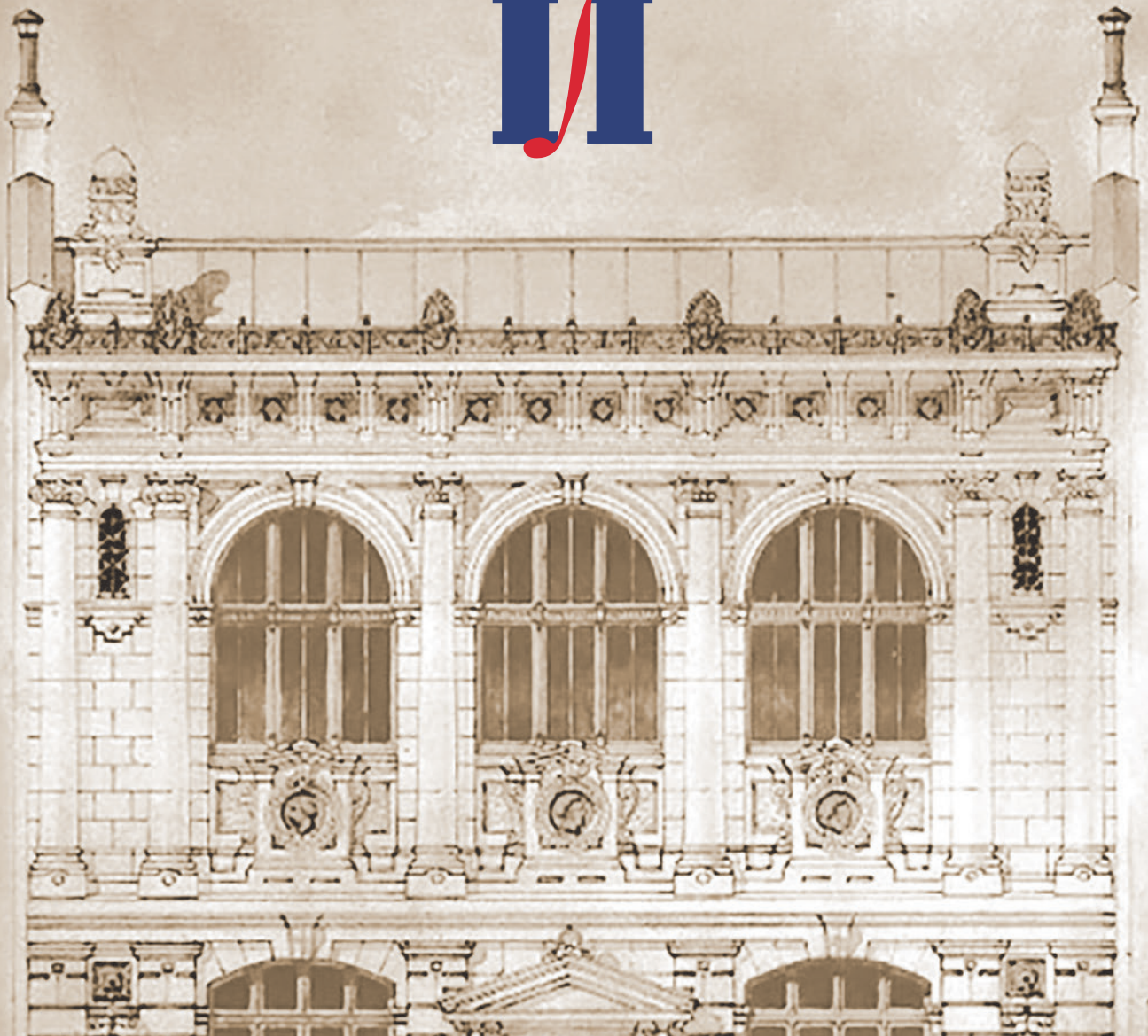
IEC INGENIERÍA S.A.

JRI INGENIERÍA S.A.

LEN Y ASOCIADOS INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

SYNEX INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

ZAÑARTU INGENIEROS CONSULTORES LTDA.



Nuestros canales digitales:

Sitio web: www.iing.cl

Linkedin: <https://www.linkedin.com/company/64274333/admin/>

E-mail: iing@iing.cl · institutodeingenieros@gmail.com

Nuestros teléfonos:

(+56) 22696 8647 · (+56) 93736 0656